

Analisi sperimentale e modellazione reologica della lavorabilità dei conglomerati bituminosi

Original

Analisi sperimentale e modellazione reologica della lavorabilità dei conglomerati bituminosi / Riviera, PIER PAOLO. - (2006). [10.6092/polito/porto/2602160]

Availability:

This version is available at: 11583/2602160 since:

Publisher:

Published

DOI:10.6092/polito/porto/2602160

Terms of use:

openAccess

This article is made available under terms and conditions as specified in the corresponding bibliographic description in the repository

Publisher copyright

(Article begins on next page)



Tesi di Dottorato

Strutture e Infrastrutture

Analisi sperimentale e modellazione reologica della lavorabilità dei conglomerati bituminosi



Pier Paolo Riviera

Facoltà di Ingegneria

Istituto di Idraulica e Infrastrutture Viarie

V ciclo – nuova serie -
Strutture e Infrastrutture

Analisi sperimentale e modellazione reologica della lavorabilità dei conglomerati bituminosi

Tesi di Dottorato presentata da

Pier Paolo Riviera



Tutor

prof. Ing. Ezio Santagata



Coordinatore

prof. Ing. Felice Ausilio Santagata

Torino, 30 nov. '06

"...Io costruirò una strada, disse. Da qualche parte, non so, ma la costruirò. Una strada come mai nessuno l'ha immaginata. Una strada che finisce dove inizia. La costruirò in mezzo al niente, neanche una baracca, o uno steccato, niente. Non porterà da nessuna parte, perché porterà a se stessa, e sarà fuori dal mondo, e lontano da qualsiasi imperfezione. Sarà tutte le strade della terra strette in una, e sarà dove sognava di arrivare chiunque sia mai partito. La disegnerò io e, sa una cosa?, la farò lunga abbastanza da mettere in fila tutta la mia vita, curva dopo curva, tutto ciò che i miei occhi hanno visto e non hanno dimenticato. Nulla andrà perduto, né la curva di un tramonto, né la piega di un sorriso. Ogni cosa non l'avrò vissuta invano, perché diventerà terra speciale, e disegno per sempre, strada perfetta. Voglio dirle questo: quando avrò finito di costruirla, salirò su un'automobile, metterò in moto, e da solo inizierò a girare, sempre più veloce. Continuerò senza fermarmi fino a quando non sentirò più le braccia ed avrò la certezza di percorrere un anello perfetto. Allora mi fermerò nel punto esatto da cui ero partito. Scenderò dall'automobile e, senza voltarmi, me ne andrò..."

- Questa storia - Alessandro Baricco

A mio papà
A mia mamma
A mia sorella e a Mirco
Perché è grazie alla loro costante presenza nella mia vita e al loro amore che non mi
sono mai sentito solo
E perché hanno sempre rappresentato un modello per me
Anche se forse non sono riuscito mai a dimostrarlo
A tutti i miei affetti presenti
A tutti i miei affetti passati
A tutti i miei affetti futuri
Al prof. Ezio Santagata
Perché se nel corso di una vita le persone che si possono incontrare e che possono
rappresentare una svolta e un punto di riferimento
sono poche
...beh...lui è una di quelle
Al prof. Felice A. Santagata
Perché se sono a scrivere queste righe lo devo a lui
A sua moglie
Perché non mi ha mai fatto mancare un sorriso ogni volta che ci siamo incontrati
...E un sorriso vale più di mille parole...perché riempie il cuore...
A Paolo e Valentina, Omar e Claudia, Sonia e i miei amici tutti
Perché la vita non è solo lavoro
Al prof. Marco Bassani, Beppe, Orazio, Emanuele, Stefano, Davide, Cucciolo, Enea e
Vittorio
Perché il nostro è sì un gran gruppo di ricerca
Ma soprattutto una seconda famiglia
Ai medici
Che in questi ultimi due anni, qualche piccolo inconveniente di salute, mi ha fatto
conoscere
A tutti coloro che ho dimenticato di citare
E anche a quelli che ho volutamente dimenticato
Perché tutti gli incontri che si fanno bene o male lasciano qualcosa dentro
L'importante è scegliere ciò che vale la pena ricordare
A tutti coloro che incontrerò nella mia vita
A tutti coloro che ho incontrato
A tutti quelli che mai incontrerò
A me stesso
Perché, forse peccando di presunzione, credo proprio di essermelo meritato
In quanto l'impegno, la dedizione e la passione per ciò che si fa
Permettono di superare anche gli ostacoli più impervi

SOMMARIO

CAPITOLO 1: INTRODUZIONE	1
CAPITOLO 2: IL BITUME: DALLE CARATTERISTICHE GENERALI AI MODELLI REOLOGICI	5
2.1: Generalità	5
2.2: Cenni sulla chimica del bitume	7
2.3: Richiami sulla reologia del bitume	10
2.3.1: Fondamenti sui modelli reologici	11
2.3.2: Modelli reologici del bitume	12
CAPITOLO 3: I CONGLOMERATI BITUMINOSI: CARATTERISTICHE GENERALI	27
3.1: Introduzione	27
3.2: Composizione dei conglomerati bituminosi	28
3.3: Richiami sulle proprietà meccaniche dei conglomerati bituminosi	32
3.3.1: Caratteristiche tenso-deformative	33
3.3.2: Correlazione tra caratteristiche tenso-deformative e parametri volumetrici dei conglomerati bituminosi	36
3.3.3: Caratteristiche di resistenza	40
3.3.2: Correlazione tra caratteristiche di resistenza e parametri volumetrici dei conglomerati bituminosi	44
3.4: Durabilità dei conglomerati bituminosi	46

CAPITOLO 4: LAVORABILITÀ E METODOLOGIE DI COMPATTAZIONE DI LABORATORIO	51
4.1: Introduzione	51
4.2: Lavorabilità: principi generali	52
4.3: Metodologie di compattazione di laboratorio	54
4.4: L'approccio SUPERPAVE (SHRP) nel mix-design dei conglomerati bituminosi	57
4.4.1: Il metodo volumetrico (Livello 1 SUPERPAVE): scelta dei materiali costituenti	59
4.4.2: Il metodo volumetrico (Livello 1 SUPERPAVE): scelta della miscela ottimale	65
 CAPITOLO 5: LA PRESSA A TAGLIO GIRATORIA: CARATTERISTICHE GENERALI E CENNI STORICI	69
5.1: Introduzione	69
5.2: Il metodo di compattazione giratoria	70
5.2.1: Influenza dei parametri di prova e delle caratteristiche delle miscele	77
5.3: Brevi cenni sulla nascita e sviluppo della pressa giratoria dal 1939 ai giorni nostri	81
5.3.1: Prime metodologie di compattazione giratoria	82
5.3.2: Sviluppo del SHRP Gyratory Compactor	85
5.3.3: La pressa del Laboratorio Alta Qualità (LAQ-MIR) del Dipartimento di Idraulica, Trasporti ed Infrastrutture Civili (DITIC) del Politecnico di Torino	90
 CAPITOLO 6: L'INDAGINE SPERIMENTALE	93
6.1: Introduzione	93
6.2: 1° Livello: variazione di legante e temperatura di compattazione	94

6.3: 2° Livello: piccole variazioni granulometriche e di contenuto di legante	102
6.4: 3° Livello: grandi discontinuità granulometriche	107
6.4.1: Compattazione senza legante	108
6.4.2: Compattazione conlegante	113
6.4.3: Compattazione di malte bituminose	115
 CAPITOLO 7: UN MODELLO ANALOGICO PER LA SIMULAZIONE DELLA COMPATTAZIONE GIRATORIA	 121
7.1: Premessa	121
7.2: Modello a due parametri	122
7.3: Modello a tre parametri	125
7.4: Modello a quattro parametri	127
 CAPITOLO 8: DESCRIZIONE ED ANALISI DEI DATI OTTENUTI	 133
8.1: Premessa	133
8.2: Analisi delle caratteristiche di addensabilità	134
8.2.1: 1° Livello: variazione di legante e temperatura di compattazione	134
8.2.2: 2° Livello: piccole variazioni granulometriche e di contenuto di legante	145
8.2.3: 3° Livello: grandi discontinuità granulometriche	153
8.3: Analisi del modello analogico proposto	161
8.3.1: Variazione di legante e temperatura di compattazione	161
8.3.2: Variazioni granulometriche e di contenuto di legante	167
8.4: Alcune considerazioni energetiche finali	173

CAPITOLO 9: CONCLUSIONI	177
9.1: Caratteristiche di addensabilità	177
9.2: Parametri del modello proposto	181
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	187
APPENDICE	193
SEZIONE 1: Compattazione	194
SEZIONE 2: Modellazione analogica	234
SEZIONE 3: Caratteristiche energetiche	300

INDICE DELLE FIGURE

Figura 2.1.1: Schema di frazionamento del greggio di petrolio	6
Figura 2.2.1: Analisi elementare di alcuni bitumi stradali (J.C. Petersen, 1984)	7
Figura 2.3.1.1: Modello reologico elementare: molla	11
Figura 2.3.1.2: Modello reologico elementare: smorzatore	11
Figura 2.3.2.1: Comportamento viscoelastico	12
Figura 2.3.2.2: Modello di Maxwell	13
Figura 2.3.2.3: Modello di Maxwell: risposta al gradino di sforzo	15
Figura 2.3.2.4: Modello di Maxwell: risposta al gradino di deformazione	16
Figura 2.3.2.5: Modello di Kelvin-Voigt	17
Figura 2.3.2.6: Modello di Kelvin-Voigt: risposta al gradino di sforzo	19
Figura 2.3.2.7: Modello di Kelvin-Voigt: risposta al gradino di deformazione	20
Figura 2.3.2.8: Modello Standard Linear Solid (SLS)	21
Figura 2.3.2.9: Modello SLS: risposta al gradino di sforzo	22
Figura 2.3.2.10: Modello SLS: risposta al gradino di deformazione	23
Figura 2.3.2.11: Modello di Burger	24
Figura 2.3.2.12: Modello di Kelvin-Voigt generalizzato	25
Figura 3.1.1: Tipica composizione di una pavimentazione stradale flessibile	28
Figura 3.2.1: Bitume effettivo, bitume adsorbito e vuoti	29
Figura 3.2.2: Relazioni tra masse e volumi in un conglomerato bituminoso	29
Figura 3.3.1.1: Storia di carico di un generico elemento di una pavimentazione (R.D. Barksdale e R.G. Hicks, 1973)	33
Figura 3.3.1.2: Applicazione del principio di sovrapposizione tempo-temperatura a dati desunti da prove flessionali su un conglomerato bituminoso (L. Francken, 1976)	34
Figura 3.3.3.1: Inflessione della sovrastruttura al passaggio di un veicolo	40

Figura 3.3.3.2: Linee di fatica per prove in controllo di deformazione e/o sollecitazione	43
Figura 3.4.1: Variazione del comportamento reologico e a rottura di un bitume al crescere della severità del trattamento di invecchiamento (D.A. Anderson et al., 1993)	49
Figura 4.3.1: Campione Marshall	55
Figura 4.3.2: Compattazione vibrante	56
Figura 4.4.1: Flow Chart SUPERPAVE mix-design	58
Figura 4.4.1.1: Carta di controllo	60
Figura 5.2.1: Schema della pressa giratoria	70
Figura 5.2.2: Analogia tra compattazione giratoria e costipamento in situ	72
Figura 5.2.3: Variazione della resistenza al taglio durante la compattazione alla pressa giratoria	77
Figura 5.2.1.1: Influenza dell'altezza del campione sulla temperatura di prova	78
Figura 5.2.1.2: Influenza dell'angolo di inclinazione della fustella sulla densità dei campioni	79
Figura 5.2.1.3: Influenza della pressione di compattazione sulla densità dei campioni	80
Figura 5.2.1.4: Influenza del contenuto di legante sulla densità dei campioni	80
Figura 5.2.1.5: Influenza del tipo di aggregato sulla densità dei campioni	81
Figura 5.3.1.1: Pressa giratoria manuale (1939-1946)	83
Figura 5.3.1.2: McRae e U.S. Army Corps of Engineers' Gyratory Kneading Compactor (anni '50)	83
Figura 5.3.1.3: J.L McRae e il GTM (2000)	84
Figura 5.3.1.4: F. Moutier con la PGC-2 al LCPC (2001)	85
Figura 5.3.2.1: Il Texas gyratory shear test machine (1987)	86
Figura 5.3.2.2: Il Texas gyratory shear test machine modificato (1991)	87
Figura 5.3.2.3: Il Texas 6-inch gyratory modificato (1991)	87
Figura 5.3.3.1: Parti meccaniche della pressa giratoria PINE	91
Figura 7.2.1: Modello a due parametri	122
Figura 7.3.1: Modello a tre parametri	125
Figura 7.4.1: Modello a quattro parametri	127

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 4.3.1: Temperatura di miscelazione e costipamento della tecnica Marshall (CNR n°30)	55
Tabella 4.4.1: Scelta del livello di mix-design SUPERPAVE	59
Tabella 4.4.1.1: Angolarità dell'aggregato grosso	60
Tabella 4.4.1.2: Angolarità dell'aggregato fine	61
Tabella 4.4.1.3: Contenuto d'argilla	62
Tabella 4.4.1.4: Presenza di aggregati allungati	62
Tabella 4.4.1.5: Performance-Graded Asphalt Binder Specification (SHRP)	64
Tabella 4.4.1.6: Criteri di accettazione del mastice	65
Tabella 4.4.2.1: Determinazione di $N_{INITIAL}$, N_{DESIGN} e N_{MAX}	66
Tabella 4.4.2.2: Livelli di addensamento richiesti	67
Tabella 4.4.2.3: Requisiti sul VMA a N_{DESIGN}	67
Tabella 4.4.2.3: Requisiti sul VFA N_{DESIGN}	68
Tabella 5.2.1: Parametri di prova dei principali enti di normazione internazionali	71
Tabella 5.2.2: Confronto tra metodi di compattazione	73
Tabella 5.3.2.1: Evoluzione della compattazione giratoria	89
Tabella 5.3.3.1: Caratteristiche tecniche della pressa giratoria PINE	90
Tabella 6.2.1: Fuso granulometrico per strato di collegamento CIRS (passanti progressivi)	95
Tabella 6.2.2: Bitumi utilizzati durante la sperimentazione	97
Tabella 6.2.3: Viscosità dei bitumi utilizzati	98
Tabella 6.2.4: Temperature di miscelazione in condizioni di equiviscosità	99
Tabella 6.2.5: Temperature di compattazione in condizioni di equiviscosità	99
Tabella 6.2.6: Parametri di lavorabilità e volumetrici in condizioni di equiviscosità	100

Tabella 6.2.7: Viscosità dei bitumi utilizzati alle temperature di prova	101
Tabella 6.2.8: Parametri di lavorabilità e volumetrici per compattazione a 120°C	101
Tabella 6.2.9: Parametri di lavorabilità e volumetrici per compattazione a 170°C	102
Tabella 6.3.1: Passanti progressivi delle distribuzioni granulometriche utilizzate	103
Tabella 6.3.2: Parametri caratterizzanti utilizzati	104
Tabella 6.3.3: Parametri di lavorabilità e volumetrici	107
Tabella 6.4.1: Passanti progressivi delle distribuzioni granulometriche utilizzate	108
Tabella 6.4.1.1: Parametri di lavorabilità e volumetrici	112
Tabella 6.4.2.1: Superficie specifica nominale e percentuale di legante delle miscele bituminose analizzate	114
Tabella 6.4.2.2: Parametri di lavorabilità e volumetrici	114
Tabella 6.4.3.1: Passanti progressivi delle distribuzioni granulometriche utilizzate per le malte	115
Tabella 6.4.3.2: Superficie specifica nominale e percentuale di legante delle malte bituminose analizzate	119
Tabella 6.4.3.3: Parametri di lavorabilità e volumetrici malte	120
Tabella 8.2.1.1: Parametri di lavorabilità in condizioni di equiviscosità	135
Tabella 8.2.1.2: Coefficiente di variazione in condizioni di equiviscosità	135
Tabella 8.2.1.3: Parametri di lavorabilità a 120°C	136
Tabella 8.2.1.4: Coefficiente di variazione a 120°C	136
Tabella 8.2.1.5: Parametri di lavorabilità a 170°C	137
Tabella 8.2.1.6: Coefficiente di variazione a 170°C	137
Tabella 8.2.1.7: Parametri di lavorabilità: sintesi dei risultati	139
Tabella 8.2.1.8: Coefficienti di variazione: sintesi dei risultati	139
Tabella 8.2.2.1: Parametri caratterizzanti utilizzati	145
Tabella 8.2.2.2: Sintesi parametri di lavorabilità	153

Tabella 8.2.2.3: Coefficiente di variazione	153
Tabella 8.2.3.1: Parametri caratterizzanti grandi discontinuità senza legante	155
Tabella 8.2.3.2: Parametri caratterizzanti grandi discontinuità con legante	155
Tabella 8.2.3.3: Parametri caratterizzanti grandi discontinuità malte	156
Tabella 8.2.3.4: Parametri di lavorabilità grandi discontinuità senza bitume	159
Tabella 8.2.3.5: Coefficienti di variazione grandi discontinuità senza bitume	159
Tabella 8.2.3.6: Parametri di lavorabilità grandi discontinuità con bitume	160
Tabella 8.2.3.7: Coefficienti di variazione grandi discontinuità con bitume	160
Tabella 8.2.3.8: Parametri di lavorabilità malte	160
Tabella 8.2.3.9: Coefficienti di variazione malte	160
Tabella 8.3.1.1: Parametri del modello e coefficienti di variazione a 120°C	161
Tabella 8.3.1.2: Parametri del modello e coefficienti di variazione in condizioni di equiviscosità	162
Tabella 8.3.1.3: Parametri del modello e coefficienti di variazione a 170°C	162
Tabella 8.3.1.4: Parametri del modello e coefficienti di variazione per il bitume 35/50	163
Tabella 8.3.1.5: Parametri del modello e coefficienti di variazione per il bitume 50/70	163
Tabella 8.3.1.6: Parametri del modello e coefficienti di variazione per il bitume 70/100	163
Tabella 8.3.1.7: Parametri del modello e coefficienti di variazione per il bitume 170/220	164
Tabella 8.3.2.1: Parametri del modello piccole discontinuità granulometriche	167
Tabella 8.3.2.2: Coefficienti di variazione piccole discontinuità granulometriche	168

Tabella 8.3.2.3: Parametro k_2 nel caso di conglomerati bituminosi e malte	171
Tabella 8.3.2.4: Parametri del modello per cold-mix	172
Tabella 8.3.2.5: Condizioni di prova per cold-mix	172
Tabella 8.3.2.5: Parametri del modello per conglomerato bituminoso riciclato a freddo	173
Tabella 8.4.1: Parametro b	175

INDICE DEI GRAFICI

Grafico 3.3.2.1: Dipendenza del modulo complesso dalle caratteristiche volumetriche	38
Grafico 3.3.4.1: Dipendenza dei cicli di carico a rottura dalle caratteristiche volumetriche	45
Grafico 3.3.4.2: Dipendenza dei cicli di carico a rottura dal volume di legante V_L	45
Grafico 4.2.1: Dipendenza della lavorabilità dai mezzi d'opera	53
Grafico 5.2.1: Andamento dell'altezza del materiale durante una prova di compattazione giratoria	74
Grafico 5.2.2: Andamento della densità del materiale durante una prova di compattazione giratoria	75
Grafico 5.2.3: Andamento della percentuale di vuoti residui durante una prova di compattazione giratoria	75
Grafico 5.2.4: Tipica curva di compattazione per campioni sottoposti a compattazione giratoria	76
Grafico 6.2.1: Distribuzione granulometrica per strato di collegamento CIRS	95
Grafico 6.2.2: Andamento della viscosità dei leganti	98
Grafico 6.2.3: Curve di compattazione in condizioni di equiviscosità	100
Grafico 6.2.4: Curve di compattazione a 120°C	101
Grafico 6.2.4: Curve di compattazione a 170°C	102
Grafico 6.3.1: Distribuzione granulometrica e trattiene ai singoli setacci miscela I	104
Grafico 6.3.2: Distribuzione granulometrica e trattiene ai singoli setacci miscela II e III	104

Grafico 6.3.3: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci miscela IV	105
Grafico 6.3.4: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci miscela V	105
Grafico 6.3.5: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci miscela VI	105
Grafico 6.3.6: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci miscela VII	106
Grafico 6.3.7: Curve di compattazione	106
Grafico 6.4.1.1: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci Centro Fuso	109
Grafico 6.4.1.2: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci fuso inferiore	109
Grafico 6.4.1.3: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci fuso superiore	110
Grafico 6.4.1.4: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci 2P	110
Grafico 6.4.1.5: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci 2O	110
Grafico 6.4.1.6: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci 0.400P	111
Grafico 6.4.1.7: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci 0.400O	111
Grafico 6.4.1.8: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci 0.180P	111
Grafico 6.4.1.9: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci 0.180O	112
Grafico 6.4.1.10: Curve di compattazione grandi discontinuità senza legante	112
Grafico 6.4.2.1: Curve di compattazione grandi discontinuità con legante	114
Grafico 6.4.3.1: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci CFM	116

Grafico 6.4.3.2: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci FIM	116
Grafico 6.4.3.3: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci FSM	116
Grafico 6.4.3.4: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci 2PM	117
Grafico 6.4.3.5: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci 2OM	117
Grafico 6.4.3.6: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci 0.400PM	117
Grafico 6.4.3.7: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci 0.400OM	118
Grafico 6.4.3.8: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci 0.180PM	118
Grafico 6.4.3.9: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci 0.180OM	118
Grafico 6.4.3.10: Curve di compattazione malte	119
Grafico 7.2.1: Andamento della deformazione misurate nel tempo	123
Grafico 7.2.2: Andamento della deformazione calcolate tramite modellazione nel tempo	124
Grafico 7.2.3: Confronto tra gli andamenti deformativi reali ed analogici	124
Grafico 7.3.1: Andamento della deformazione calcolate tramite modellazione nel tempo (tre parametri)	126
Grafico 7.3.2: Confronto tra gli andamenti deformativi reali ed analogici	126
Grafico 7.4.1: Andamento della deformazione calcolate tramite modellazione nel tempo (quattro parametri)	128
Grafico 7.4.2: Confronto tra gli andamenti deformativi reali ed analogici	128
Grafico 7.4.2: Confronto tra gli andamenti deformativi reali ed analogici (scala semilogaritmica)	129
Grafico 7.4.3: Confronto tra le regressioni deformative reali ed analogiche	130
Grafico 7.4.4: Energia immagazzinata durante il processo di compattazione girettoria	130
Grafico 7.4.5: Potenza Specifica Volumica (PSV)	131

Grafico 8.2.1.1: Compattazione in condizioni di equiviscosità	134
Grafico 8.2.1.2: Compattazione a 120°C	136
Grafico 8.2.1.3: Compattazione a 170°C	137
Grafico 8.2.1.4: Compattazione bitume 35/50	138
Grafico 8.2.1.5: Compattazione bitume 50/70	138
Grafico 8.2.1.6: Compattazione bitume 70/100	138
Grafico 8.2.1.7: Compattazione bitume 170/220	139
Grafico 8.2.1.8: Variazione della lavorabilità k in funzione della temperatura di compattazione	140
Grafico 8.2.1.9: Variazione dell'autoaddensamento C_1 in funzione della temperatura di compattazione	141
Grafico 8.2.1.10: Variazione della percentuale di compattazione finale C in funzione della temperatura di compattazione	141
Grafico 8.2.1.11.: Variazione della lavorabilità k in funzione della viscosità del legante	142
Grafico 8.2.1.12: Variazione dell'autoaddensamento C_1 in funzione della viscosità del legante	142
Grafico 8.2.1.13: Variazione della percentuale di compattazione finale C in funzione della viscosità del legante	142
Grafico 8.2.1.14: Variazione della lavorabilità k in funzione della viscosità del legante e della temperatura	143
Grafico 8.2.1.15: Variazione dell'autoaddensamento C_1 in funzione della viscosità del legante e della temperatura	143
Grafico 8.2.1.16: Variazione della percentuale di compattazione finale C in funzione della viscosità del legante e della temperatura	144
Grafico 8.2.1.17: Compattazione: riassunto risultati	144
Grafico 8.2.2.1: Curve di compattazione per piccole variazioni granulometriche	146
Grafico 8.2.2.2: Variazione della lavorabilità in funzione del rapporto tra la massa del filler e quella del bitume	146
Grafico 8.2.2.3: Variazione della lavorabilità in funzione del rapporto tra i passanti ai setacci 0.075 mm e 0.180 mm	147
Grafico 8.2.2.4: Variazione della lavorabilità in funzione della percentuale di bitume	147

Grafico 8.2.2.5: Variazione della lavorabilità in funzione del rapporto tra la massa del filler e quella del bitume a parità di percentuale di legante	148
Grafico 8.2.2.6: Variazione della lavorabilità in funzione del rapporto tra i passanti ai setacci 0.075 mm e 0.180 mm a parità di percentuale di legante	148
Grafico 8.2.2.7: Variazione dell'autoaddensamento in funzione del rapporto tra la massa del filler e quella del bitume	149
Grafico 8.2.2.8: Variazione dell'autoaddensamento in funzione del rapporto tra i passanti ai setacci 0.075 mm e 0.180 mm	149
Grafico 8.2.2.8: Variazione dell'autoaddensamento in funzione della percentuale di bitume	149
Grafico 8.2.2.9: Variazione dell'autoaddensamento in funzione del rapporto tra la massa del filler e quella del bitume a parità di percentuale di legante	150
Grafico 8.2.2.10: Variazione dell'autoaddensamento in funzione del rapporto tra i passanti ai setacci 0.075 mm e 0.180 mm a parità di percentuale di legante	150
Grafico 8.2.2.11: Variazione della percentuale di compattazione in funzione del rapporto tra la massa del filler e quella del bitume	151
Grafico 8.2.2.12: Variazione della percentuale di compattazione in funzione del rapporto tra i passanti ai setacci 0.075 mm e 0.180 mm	151
Grafico 8.2.2.13: Variazione della percentuale di compattazione in funzione della percentuale di bitume	151
Grafico 8.2.2.14: Variazione della percentuale di compattazione in funzione del rapporto tra la massa del filler e quella del bitume a parità di percentuale di legante	152
Grafico 8.2.2.15: Variazione della percentuale di compattazione in funzione del rapporto tra i passanti ai setacci 0.075 mm e 0.180 mm a parità di percentuale di legante	152
Grafico 8.2.3.1: Curve di compattazione grandi discontinuità senza legante	154
Grafico 8.2.3.2: Curve di compattazione grandi discontinuità con legante	154
Grafico 8.2.3.3: Curve di compattazione grandi discontinuità malte	154

Grafico 8.2.3.4: Andamento della lavorabilità di campioni di solo aggregato in funzione della superficie specifica nominale	156
Grafico 8.2.3.5: Andamento della lavorabilità di campioni di solo aggregato in funzione del passante al setaccio con apertura di maglia 0.400 mm	157
Grafico 8.2.3.6: Andamento della lavorabilità di campioni aggregato-bitume in funzione del passante al setaccio con apertura di maglia 2 mm	157
Grafico 8.2.3.7: Andamento della lavorabilità di campioni aggregato-bitume in funzione dello scostamento dal Centro Fuso	158
Grafico 8.2.3.8: Andamento della lavorabilità di campioni di malta in funzione dello scostamento dal Centro Fuso	159
Grafico 8.3.1.1: Andamento del parametro k_1 in funzione della temperatura (bitume 35/50)	164
Grafico 8.3.1.2: Andamento del parametro k_1 in funzione della temperatura (bitume 50/70)	165
Grafico 8.3.1.3: Andamento del parametro k_1 in funzione della temperatura (bitume 70/100)	165
Grafico 8.3.1.4: Andamento del parametro k_1 in funzione della temperatura (bitume 170/220)	165
Grafico 8.3.1.5: Andamento del parametro k_1 in funzione della viscosità del legante	166
Grafico 8.3.1.6: Andamento del parametro η_1 in funzione della temperatura di prova	166
Grafico 8.3.1.7: Andamento del parametro η_2 in funzione della temperatura di prova	166
Grafico 8.3.2.1: Andamento del parametro k_1 in funzione del rapporto tra massa di bitume e filler	168
Grafico 8.3.2.2: Andamento del parametro η_2 in funzione del rapporto tra massa di bitume e filler	169
Grafico 8.3.2.3: Andamento del parametro k_2 in funzione del passante al setaccio con apertura di maglia di 0.400 mm (grandi discontinuità con legante)	169
Grafico 8.3.2.4: Andamento del parametro k_2 in funzione del passante al setaccio con apertura di maglia di 2 mm (grandi discontinuità con legante)	170

Grafico 8.3.2.5: Andamento del parametro k_2 in funzione del passante al setaccio con apertura di maglia di 0.180 mm (grandi discontinuità con legante)	170
Grafico 8.4.1: Andamento dell'energia immagazzinata in funzione della temperatura (bitume 35/50)	174
Grafico 8.4.2: Potenza Specifica Volumica (PSV)	175
Grafico 8.4.3: Parametro b in relazione al numero di giri della pressa giratoria	176
Grafico 9.2.1: Generica curva di lavorabilità	185

CAPITOLO 1 – INTRODUZIONE

Negli ultimi anni l'ingegneria stradale è notevolmente progredita sotto molti aspetti, con un conseguente miglioramento generale delle prestazioni in esercizio. Tale miglioria deve essere attribuita allo sviluppo di materiali e tecniche di carattere innovativo e ad una più attenta gestione delle risorse in ogni fase della vita delle infrastrutture, dal progetto alla manutenzione, passando attraverso la messa in opera.

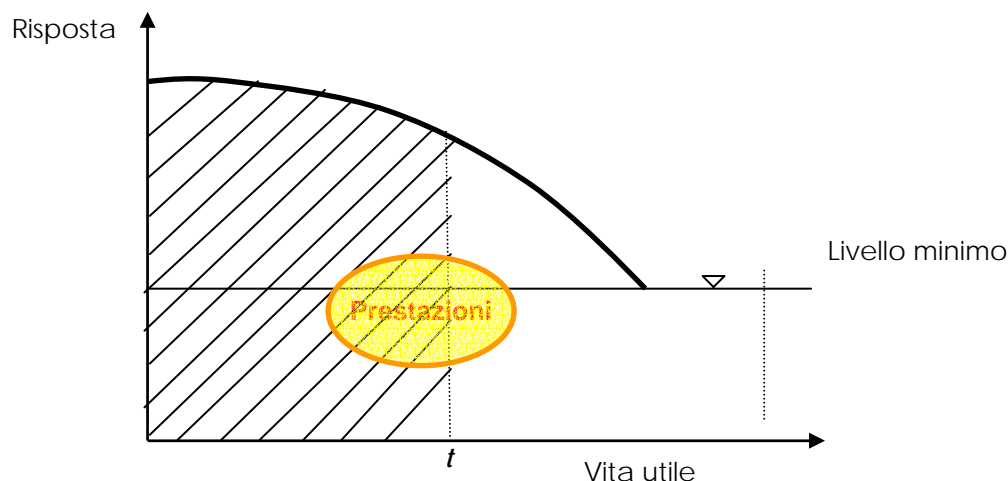
La funzione delle sovrastrutture stradali è di assicurare che i veicoli possano transitare su di esse in condizioni di sicurezza e di comfort per gli utenti ad una velocità che sia commisurata alla categoria dell'infrastruttura di cui esse fanno parte. Affinché ciò possa avvenire le pavimentazioni devono possedere determinate caratteristiche funzionali, legate cioè all'interazione con i veicoli così come percepita dagli utenti, e strutturali, legate invece alla capacità che esse hanno di assorbire le sollecitazioni che

nascono al loro interno per effetto delle interazioni meccaniche con i veicoli e delle eventuali azioni di coazione causate da variazioni di temperatura. Tali caratteristiche dipendono da una serie di fattori quali la composizione delle varie miscele impiegate, i loro spessori, le loro mutue interazioni e le condizioni nelle quali essi vengono messi in opera.

La messa in opera rappresenta una delle problematiche fondamentali, in quanto relativa ad una fase della vita della sovrastruttura che ne può condizionare negativamente l'intera vita utile da un punto di vista prestazionale.

Per potere definire e valutare le prestazioni di una pavimentazione stradale occorre considerare, nel corso del tempo, il suo comportamento in opera da due diverse prospettive, l'una funzionale e l'altra strutturale. A seconda dei casi questi due livelli di analisi possono essere combinati, attraverso la definizione di parametri che definiscano la "qualità" della risposta globale (funzionale e strutturale) della pavimentazione, o disgiunti mediante l'impiego di diversi parametri, ognuno dei quali descriva una tipologia di risposta (funzionale o strutturale) o addirittura alcuni suoi specifici aspetti (es. rugosità, regolarità, ecc.).

A ciascun livello di analisi preso in esame può definirsi la vita utile della pavimentazione, che corrisponde al tempo necessario affinché un dato parametro di qualità raggiunga un valore minimo di soglia. Si possono inoltre individuare dei livelli superiori in corrispondenza dei quali prevedere interventi di manutenzione ordinaria, o preventiva, ed interventi di manutenzione straordinaria, o correttiva. Questi concetti sono illustrati nella figura sottostante, nella quale viene fornita una tipica curva di decadimento della risposta di una pavimentazione al trascorrere del tempo. In conformità con questo tipo di rappresentazione, le prestazioni della pavimentazione stessa ad un generico istante t sono individuate dall'area sottesa dalla curva fino a quel punto. I vari interventi di manutenzione possono, a seconda della loro intensità ed efficacia, causare una repentina variazione della risposta della pavimentazione influenzando al tempo stesso la forma della successiva curva di decadimento e conseguentemente l'entità dell'area da essa sottesa:



È opportuno pertanto prestare particolare attenzione alle caratteristiche di addensamento delle miscele bituminose poiché solo con il controllo di esse ed un'attenta analisi dei fattori che possono condizionarle si possono evitare spiacevoli inconvenienti durante le fase d'esercizio.

Questo lavoro di ricerca si colloca all'interno di questa problematica, cercando di dare un contributo a quelle che sono le attuali nozioni inerenti la lavorabilità dei conglomerati bituminosi.

L'indagine ha come obiettivo quello di analizzare in modo critico quelli che sono i fattori che condizionano le caratteristiche di addensamento delle miscele bituminose, attraverso una sperimentazione di laboratorio attuata mediante l'utilizzo della Pressa a Taglio Giratoria.

Si sono individuati diversi livelli di ricerca attraverso cui è stato possibile analizzare singolarmente i vari parametri che si riteneva potessero influenzare il processo di compattazione, tramite lo studio di differenti strutture compositive in modo da poter valutare l'influenza che la composizione granulometrica piuttosto che tipologia di legante e temperatura avessero nei confronti dello sviluppo della lavorabilità.

Parallelamente è stato proposto un modello reologico tramite cui poter simulare il fenomeno della compattazione dei conglomerati bituminosi in laboratorio, in modo da poter analizzare da un punto di vista analogico il complesso fenomeno della lavorabilità e tutti i parametri che ad essa afferiscono.

I dati che varranno riportati nel corso della trattazione sono ovviamente dati mediati su una molteplicità di prove, in modo da garantire il pieno controllo dei risultati ed eliminare eventuali errori casuali. Da un punto di vista compositivo tutti i campioni testati sono stati preparati mediante l'utilizzo di 3000 grammi di aggregato a

cui, a seconda del livello di indagine, è stato addizionato il legante (in percentuale fissa o variabile). Il livello di compattazione scelto è sempre stato il medesimo, per garantire uniformità nei risultati, e pari a 100 giri di pressa giratoria ad una pressione di 600 kPa.

CAPITOLO 2 – IL BITUME: DALLE CARATTERISTICHE GENERALI AI MODELLI REOLOGICI

2.1 GENERALITÀ

Il bitume è un composto organico eterogeneo, solitamente ricavato dai processi di distillazione del greggio di petrolio. Essendo costituito dalle frazioni a più elevato punto di ebollizione di quest'ultimo, il bitume tradizionalmente viene ottenuto come prodotto di fondo della torre di distillazione sotto vuoto, preposta alla lavorazione del residuo di una prima distillazione a pressione atmosferica (Figura 2.1.1).

Il materiale così ottenuto può essere direttamente impiegato, previa classificazione, per diverse applicazioni dell'ingegneria civile e non, ed in particolare per la realizzazione delle più svariate miscele per sovrastrutture stradali.

Oltre ai bitumi derivanti dai processi di raffinazione del greggio di petrolio, detti anche *industriali* o *bitumi di petrolio*, esistono dei bitumi denominati naturali che, in forma più o meno pura ed in diversi stati di consistenza, si presentano come ammassi sotterranei o a cielo aperto o come componenti impregnanti formazioni rocciose o sabbiose; a tal proposito è opportuno ricordare le formazioni di gilsonite (bitume praticamente puro allo stato vetroso estratto nello stato americano dello Utah), il bitume del lago Trinidad e di quello di Selenizza (Albania), le rocce asfaltiche della Sicilia, dell'Abruzzo, della Palestina e del Venezuela e, infine, le cosiddette *tar sands* canadesi.

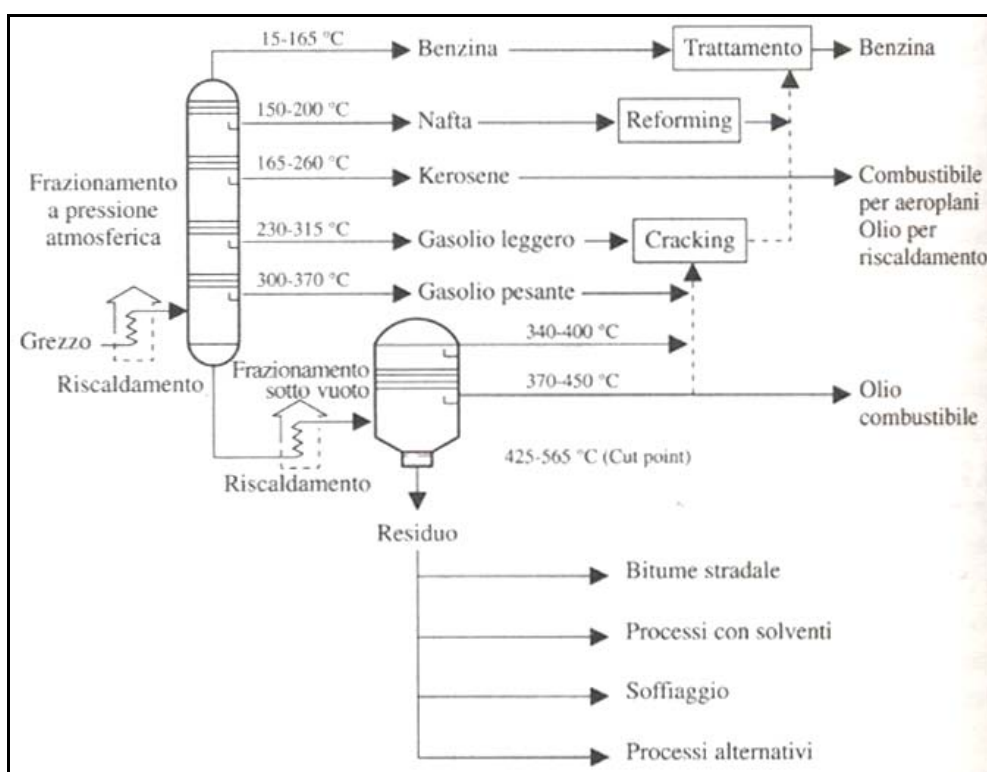


Figura 2.1.1: Schema di frazionamento del greggio di petrolio

L'uso dei bitumi naturali risale alle antiche civiltà sumere (6000 a.C.), indù (3000 a.C.) ed egizie (2600 a.C.), che li impiegavano per l'impermeabilizzazione di opere navali ed idrauliche o come mastici di collegamento nell'edilizia. Del suo utilizzo fin dalla notte dei tempi esistono tracce nella Bibbia, per la costruzione dell'incompiuta e famosa torre di Babele: "... Si dissero l'un l'altro: << Venite, facciamoci mattoni e cuociamoli al fuoco >>. Il mattone servì da pietra e il bitume da cemento..." (Genesi, 11:3).

I bitumi naturali sono stati utilizzati in tempi decisamente più attuali: infatti, la prima pavimentazione stradale bituminosa realizzata negli Stati Uniti (1876, Pennsylvania Avenue di Washington, D.C.) era costituita da una miscela, denominata *sheet asphalt*, composta da sabbia e bitume naturale del lago Trinidad.

Nel tempo tuttavia la diffusione dei bitumi naturali è andata pian piano scemando con lo sviluppo e l'affinamento delle tecniche di raffinazione, in grado di fornire bitumi in notevoli quantità ad un prezzo sempre più competitivo: pur essendo ancora utilizzati, essi oramai rappresentano una percentuale quasi trascurabile della produzione annuale del bitume.

2.2 CENNI SULLA CHIMICA DEL BITUME

Il bitume è una complessa miscela composta da un notevole numero di idrocarburi e loro derivati che si differenziano tra loro per il peso molecolare, la struttura e la composizione e che variano secondo il petrolio greggio di provenienza e dei processi di distillazione e lavorazione mediante i quali esso viene prodotto.

Oltre al carbonio (C) ed all'idrogeno (H), presenti in ingenti quantità (superiori al 90% in peso), e a tracce di metalli pesanti quali nichel (Ni) e vanadio (V) presenti in poche parti per milione, le altre specie atomiche generalmente presenti nella grande varietà di molecole sono lo zolfo (S), l'ossigeno (O) e l'azoto (N) (vedi figura 2.2.1).

Elementi	B-2959 Messico	B-3036 Ark-Lou	B-3051 Boscan	B3602 California
Carbonio (%)	83,77	85,78	82,90	86,77
Idrogeno (%)	9,91	10,19	10,45	10,93
Azoto (%)	0,28	0,26	0,78	1,10
Zolfo (%)	5,25	3,41	5,43	0,99
Ossigeno (%)	0,77	0,36	0,29	0,20
Vanadio (ppm)	180	7	1380	4
Nichel (ppm)	22	0,4	109	6

Figura 2.2.1: Analisi elementare di alcuni bitumi stradali (J.C. Petersen, 1984)

Gli atomi di tali elementi, detti *eteroatomi*, presenti isolatamente o sottoforma di diversi composti detti *gruppi funzionali*, si combinano in varie configurazioni con gli atomi di carbonio di alcune molecole determinando al loro interno uno squilibrio di forze elettrochimiche. Essi originano in questo modo interazioni secondarie d'intensità

variabile, che influenzano in maniera marcata le proprietà fisiche e reologiche del bitume, la sua durabilità e le sue interazioni con i materiali con cui viene a contatto.

Nel tentativo di semplificare l'interpretazione di questa complessa struttura e mettere in relazione la composizione del bitume con le sue proprietà reologiche si fa tradizionalmente riferimento all'interpretazione, originariamente proposta da Nellensteyn (1924), ovvero il bitume visto come *sistema colloidale*, costituito da una dispersione di *micelle* (aggregati di molecole in fase colloidale, in genere con proprietà tensioattive e/o anfifiliche ovvero contenenti sia gruppi funzionali idrofobici che idrofilici) in un mezzo oleoso. Generalmente si ipotizza che le micelle siano costituite da agglomerati di particelle aventi elevato peso molecolare dette *asfalteni*, dispersi all'interno di un mezzo continuo oleoso grazie alla presenza di agenti peptizzanti di elevato peso molecolare (*peptizzazione*: passaggio di un colloide dallo stato solido, *gel*, allo stato disperso, *sol*), le *resine*, adsorbite sulla loro superficie. L'insieme delle resine e degli oli è indicato inoltre con il termine di *malteni*.

I rapporti quantitativi tra i vari componenti vengono determinati mediante *metodi di frazionamento* che consentono di dividere il bitume in pochi gruppi di molecole aventi proprietà simili e che possono essere integrati nella schematizzazione colloidale. Essi possono essere classificati in tre principali categorie secondo lo schema di separazione impiegato: si possono individuare i metodi di separazione mediante *solventi selettivi*, le *tecniche cromatografiche* di adsorbimento e desorbimento (L.W. Corbett, 1969; R.L. Hubbard e K.E. Stansfield, 1948) e le procedure di *precipitazione chimica* (F.S. Rostler e H.W. Sternberg, 1949).

I metodi che utilizzano *solventi selettivi* non sono stati frequentemente impiegati. Essi prevedono il trattamento sequenziale del bitume con solventi di polarità crescente che precipitano frazioni di polarità decrescente. Sebbene con tali metodi si eviti il contatto del bitume con supporti adsorbenti reattivi e con componenti che lo possano alterare irrimediabilmente, essi isolano delle frazioni che in genere non sono sufficientemente diverse tra loro.

Le *tecniche cromatografiche* di adsorbimento e desorbimento selettivo hanno invece avuto una notevole diffusione soprattutto nel settore della ricerca. L'operazione preliminare comune a questi metodi è la separazione, mediante precipitazione, in un solvente paraffinico non polare dei componenti maggiormente polari e meno solubili, detti *asfalteni*. La soluzione ottenuta viene successivamente introdotta in una colonna cromatografica in cui i componenti sono prima adsorbiti dal supporto in allumina e poi desorbiti usando solventi di crescente polarità che

consentono di isolare frazioni di polarità via via crescente: i saturi, gli aromatici naftenici e gli aromatici saturi. Le varie tecniche si differenziano tra loro, oltre che per i solventi impiegati, per il tipo di supporto poroso e per la tecnica di valutazione della quantità relativa di ciascuna frazione.

I metodi di *precipitazione chimica* sono quasi tutti ottenuti come variazioni del metodo analitico sviluppato da Rostler e Sternberg (1949). Dopo la separazione degli asfalteni per precipitazione in *n-pentano*, la residua soluzione di malteni viene trattata con soluzioni via via più concentrate di acido solforico e infine con fumi di acido solforico contenente il 30% di SO₃. Ciò consente la precipitazione e quindi la valutazione quantitativa di altre tre classi molecolari aventi reattività via via inferiore, denominate *basi azotate*, *prime acidaffine* e *secondo acidaffine*. Infine, i costituenti dei malteni che non reagiscono con i fumi di acido solforico sono denominati *paraffine*.

Nel modello costitutivo che deriva da tale metodo di frazionamento si ipotizza che gli asfalteni fortemente associati vengano peptizzati dalla base azotata all'interno di un solvente composto dalle prime e dalle seconde acidaffine che costituiscono il solvente. Si ritiene inoltre che le paraffine agiscano come agenti gelificanti in grado di ridurre la solubilità delle micelle all'interno della fase disperdente.

Benché sia stato ampiamente dimostrato, come illustrato successivamente, che in realtà il bitume non presenta il comportamento reologico di un colloide (D.W. Christensen e D.A. Anderson), la validità del modello colloidale e dei metodi di frazionamento ad esso associati risiede principalmente nel fatto che consente in molti casi di correlare qualitativamente e quantitativamente l'analisi compositiva con le proprietà fisiche del materiale.

Come dimostrato dai risultati di un gran numero di studi reologici (R.N. Traxler e C.E. Coombs, 1936; W.C. Simpson, R.L. Griffin e T.K. Miles, 1961), secondo il grado di dispersione delle micelle nella fase continua e delle quantità relative di asfalteni e malteni, il comportamento del bitume può variare tra quello di un sistema "sol", prettamente newtoniano, e quello di un "gel" non-newtoniano a carattere pseudoplastico (B. Brulé, F. Migliori e C. Such, 1986). Inoltre, siccome il comportamento globale del bitume è determinato dalla compatibilità e dalle interazioni tra i diversi componenti nella miscela piuttosto che dalla quantità relativa di questo o di quel componente, sono stati proposti diversi parametri sintetici di composizione chimica da correlare con il comportamento reologico.

È il caso del cosiddetto *indice di instabilità colloidale* I_c , definito da Gaestel, Smadja e Lamminan (1971) come:

$$I_c = \frac{\text{Asfalteni} + \text{Saturi}}{\text{Aromatici} + \text{Resine}}$$

e del *rapporto di compatibilità* R_c espresso da Rostler e Sternbeg (1949) mediante la formula:

$$R_c = \frac{\text{BasiAzotate}}{\text{Paraffine}}$$

Le più recenti ricerche sulla chimica dei bitumi tendono a preferire al modello colloidale un modello a fase unica le cui caratteristiche sono controllate dal peso molecolare medio, dalla dispersione dei pesi molecolari, dal livello globale di interazioni secondarie tra le molecole e dalla dispersione di tali forze.

Tale modello, denominato *fluido polare disperso*, deve essere supportato da tecniche di cromatografia a scambio ionico e da particolari procedure di cromatografia su gel permeabile che rendono le indagini di laboratorio piuttosto onerose, ma che consentono una migliore interpretazione del comportamento reologico del bitume.

2.3 RICHIAMI SULLA REOLOGIA DEL BITUME

In questo paragrafo si vuole fare un richiamo ai principi reologici che caratterizzano il bitume per introdurre quello che sarà l'argomento dei successivi paragrafi e capitoli, non certo affrontare in modo esaustivo il complesso fenomeno della reologia, in quanto esso necessiterebbe di un più ampio e appropriato contesto.

La *reologia*, in termini generali, rappresenta la scienza che studia il comportamento tenso-deformativo dei materiali da un punto di vista sperimentale e matematico, tenendo in considerazione anche la variabile tempo, o meglio analizzando come esso influisca sul livello tenso-deformativo dei materiali, e la

temperatura. Dato pertanto un tensore di forze f , occorre relazionarlo alle deformazioni x ed al generico tempo t :

$$\begin{cases} f = f(x, t); \\ x = x(f, t) \end{cases}.$$

2.3.1 FONDAMENTI SUI MODELLI REOLOGICI

Per studiare meglio la risposta di un materiale nella zona elastica e nella zona viscoplastica occorre utilizzare dei modelli, detti *modelli reologici*, dal nome greco $\rho\acute{\epsilon}\omega$ che significa *scorro*.

I modelli servono a schematizzare il comportamento in campo visco-elastico di un materiale, per poter quindi individuare le espressioni matematiche che consentono, sulla base di costanti elastiche e viscose, individuate da apposite prove, di prevedere il comportamento del materiale. Tali modelli devono essere in grado di fornire la risposta sforzi-deformazioni sia nel caso di comportamento monotono che nel caso di comportamento ciclico.

I componenti base dei modelli reologici sono:

- *molla* (legame lineare tra forza e spostamento);

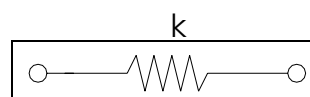


Figura 2.3.1.1: Modello reologico elementare: molla

- *dissipatore* (o smorzatore con viscosità η).

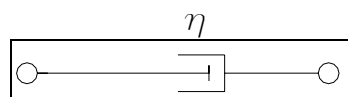


Figura 2.3.1.2: Modello reologico elementare: smorzatore

L'elemento molla, di caratteristica $F = k \cdot x$, simula il comportamento del materiale nel campo elastico-lineare, in cui si ha corrispondenza istantanea e

biunivoca tra tensioni e deformazioni, ovvero il classico comportamento alla *HOOKE* (Figura 2.3.1.1).

Lo smorzatore simula il comportamento del materiale nel tratto di scorrimento perfettamente plastico. Siamo alla presenza di un comportamento *NEWTONIANO*, ove, applicando una forza F , esiste proporzionalità diretta tra forza e velocità di spostamento: $F = \eta \cdot \dot{x}$, ove con \dot{x} si individua il gradiente di deformazione (Figura 2.3.1.2).

È possibile ora, una volta compreso il funzionamento di base dei modelli reologici, combinarli assieme per descrivere il comportamento dei vari materiali.

2.3.2 MODELLI REOLOGICI DEL BITUME

Prima di entrare maggiormente nel merito dei modelli reologici del bitume, è opportuno puntualizzare alcune caratteristiche note di esso.

Innanzitutto occorre ricordare come il bitume abbia un comportamento variabile tra solido e fluido, in relazione a molteplici caratteristiche al contorno, tra cui le principali sono indubbiamente il *tempo* (inteso come tempo di applicazione della sollecitazione) e la *temperatura*. Generalmente il comportamento del bitume viene definito come comportamento *viscoelastico*, rappresentabile pertanto tramite i modelli reologici elementari trattati nel paragrafo precedente §2.3.1.

Graficamente un comportamento viscoelastico può essere rappresentato come segue (Figura 2.3.2.1):

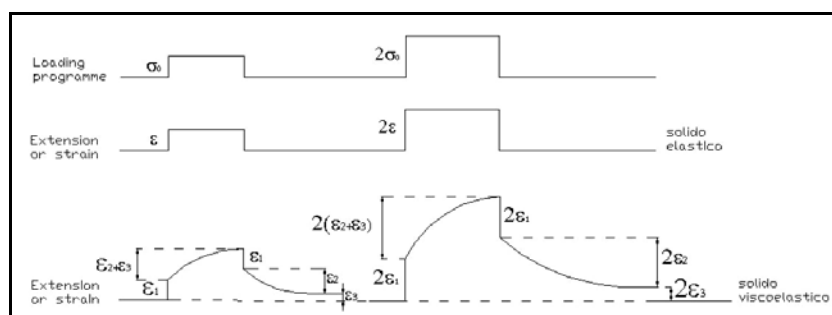


Figura 2.3.2.1: Comportamento viscoelastico

Risulta evidente come si possano individuare nell'andamento delle deformazioni ε nel tempo alcuni tratti caratteristici:

- *Tratto ε_1* : rappresenta l'aliquota di deformazione reversibile (è l'aliquota a comportamento prettamente elastico);
- *Tratto ε_2* : rappresenta la componente elastica ritardata, ovvero l'aliquota di deformazione restituita differita nel tempo;
- *Tratto ε_3* : aliquota di deformazione permanente.

Ad una superficiale ed approssimativa analisi, il comportamento viscoelastico sembrerebbe essere un tipico comportamento plastico; ovviamente la differenza tra le due tipologie di comportamento è concettualmente sottile ma molto importante: il comportamento plastico origina deformazioni irreversibili solo se viene superata una certa soglia di sollecitazione, mentre quello viscoelastico presenta sempre un'aliquota di deformazione permanente (per quanto piccola e trascurabile essa possa essere).

Premesso ciò, combinando tra loro i modelli reologici elementari, possiamo individuare alcuni modelli reologici principali del bitume con le loro leggi costitutive:

- **Modello di Maxwell (o della viscoelasticità lineare)**

È un modello molto semplice in cui una molla ed uno smorzatore sono posizionati in serie:

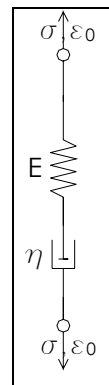


Figura 2.3.2.2: Modello di Maxwell

La caratteristica meccanica di questo semplice modello si ricava dalla considerazione che la deformazione totale è data dalla somma delle deformazioni dei due elementi:

$$\varepsilon = \varepsilon_{molla} + \varepsilon_{smorzatore}$$

mentre gli sforzi nei due elementi, essendo questi posti in serie, sono uguali:

$$\sigma = \sigma_{molla} = \sigma_{smorzatore} .$$

Come ben noto, e anticipato nel paragrafo precedente §2.3.1, per la molla il legame tra sforzo e deformazione è dato da $\sigma_m = E \cdot \varepsilon_m$, mentre per lo smorzatore si ha $\sigma_s = \eta \cdot \dot{\varepsilon}_s$. Sostituendo queste due ultime espressioni nella relazione che esprime la deformazione del modello, otteniamo, derivando rispetto al tempo:

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}_m + \dot{\varepsilon}_s = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{\dot{\sigma}}{\eta} .$$

La risposta al gradino di sforzo σ_0 (Figura 2.3.2.3) è un'immediata deformazione a carico dell'elemento elastico:

$$t = 0 \Rightarrow \varepsilon = \frac{\sigma_0}{E} ,$$

seguita dalla deformazione a velocità costante dell'elemento smorzatore, da cui:

$$t > 0 \Rightarrow \varepsilon = \frac{\sigma_0}{E} + \frac{\sigma_0}{\eta} \cdot t .$$

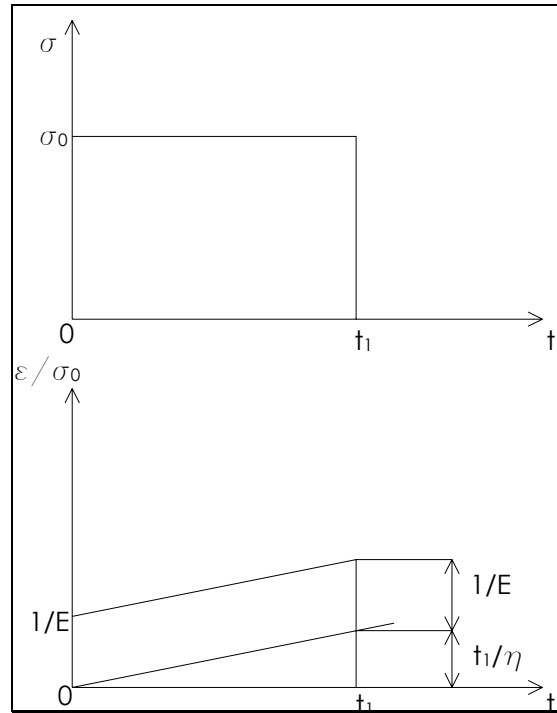


Figura 2.3.2.3: Modello di Maxwell: risposta al gradino di sforzo

Il modello è pertanto in grado di riprodurre il fenomeno di creep a velocità di deformazione costante (mancano però le fasi primaria e terziaria). Al cessare dello sforzo, si registra il recupero istantaneo della deformazione subita dall'elemento elastico.

La risposta ad un gradino di deformazione ε_0 (Figura 2.3.2.4) è invece costituita inizialmente da una risposta elastica da parte dell'elemento molla:

$$t = 0 \Rightarrow \sigma = E \cdot \varepsilon_0 ,$$

seguita da un rilassamento degli sforzi, per effetto della ripartizione della deformazione imposta tra l'elemento molla e l'elemento smorzatore. Si ha, infatti:

$$t > 0 \Rightarrow \dot{\varepsilon} = \frac{\sigma}{\eta} + \frac{\dot{\sigma}}{E} = 0 ,$$

da cui:

$$\frac{\partial \sigma}{\sigma} = -\frac{E}{\eta} \partial t$$

Integrando si ottiene un andamento degli sforzi che tende a zero per tempi infiniti, secondo la legge:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon_0 \cdot e^{-\frac{t}{\tau}},$$

in cui compare la costante $\tau = \frac{\eta}{E}$, che prende il nome di *tempo di rilassamento*.

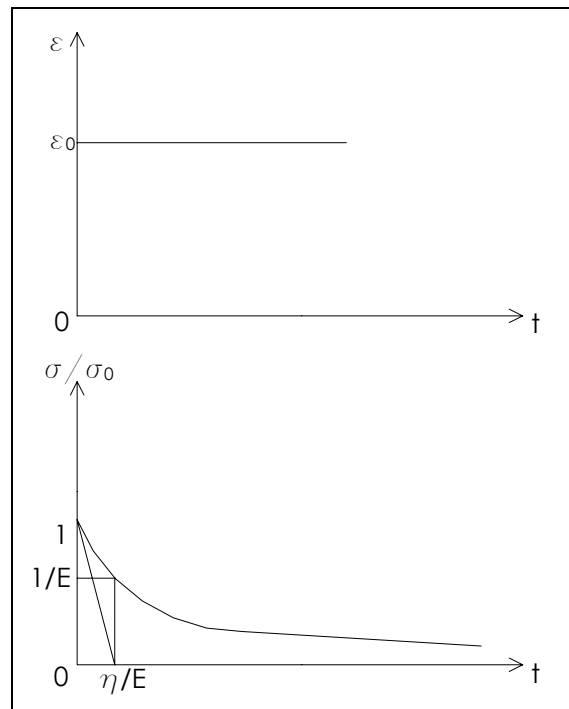


Figura 2.3.2.4: Modello di Maxwell: risposta al gradino di deformazione

È lecito chiedersi se tale modello sia un valido modello per la descrizione del comportamento del bitume. Ovviamente no in quanto è una visione troppo semplicistica per valutare il complesso comportamento del materiale e soprattutto manca la presenza di un parametro molto importante quale è la temperatura.

➤ **Modello di Kelvin-Voigt**

Il modello di Kelvin-Voigt consiste in un elemento molla di modulo E ed in un elemento smorzatore di viscosità η questa volta posti in parallelo e non più in serie come nel modello di Maxwell. La risposta al gradino di sforzo in questo caso è condizionata dalla presenza dello smorzatore, che impedisce qualsiasi deformazione all'istante $t = 0^+$, mentre per $t > 0$ la deformazione aumenta a velocità decrescente. La velocità di deformazione decresce per effetto del trasferimento del carico tra la molla e lo smorzatore, e pertanto la deformazione tende ad un asintoto orizzontale, la cui posizione dipende dalla rigidità della molla, mentre la velocità di avvicinamento dipende dalla viscosità dello smorzatore.

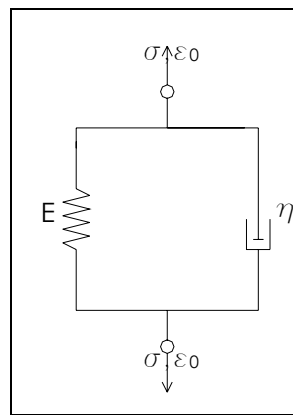


Figura 2.3.2.5: Modello di Kelvin-Voigt

Il legame sforzo-deformazione si ricava considerando che, essendo gli elementi in parallelo, essi subiscono la stessa deformazione:

$$\varepsilon = \varepsilon_{molla} = \varepsilon_{smorzatore}$$

mentre lo sforzo è ripartito tra molla e smorzatore, dovendo però sempre rispettare la congruenza:

$$\sigma = \sigma_{molla} + \sigma_{smorzatore}$$

Introducendo in quest'ultima relazione le caratteristiche dei singoli elementi, si ottiene l'equazione differenziale:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon_m + \eta \cdot \dot{\varepsilon}_s = E \cdot \varepsilon + \eta \cdot \dot{\varepsilon} ,$$

il cui integrale, per una condizione iniziale corrispondente ad un gradino di sforzo, è dato da:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{E} \cdot \left(1 - e^{-\frac{t}{\tau'}} \right) ,$$

dove si può riconoscere la costante $\tau' = \frac{\eta}{E}$, denominata *tempo di ritardo*.

Si può quindi osservare che il modello di Kelvin-Voigt può rappresentare soltanto il creep primario, mentre al cessare dello sforzo, all'istante t_1 , la deformazione inizia a decrescere, con legge:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{E} \cdot e^{-\frac{E}{\eta}t} \cdot \left(e^{\frac{E}{\eta}t_1} - 1 \right) ,$$

che rappresenta un recupero delle deformazioni che tende a diventare totale, ma per tempi infinitamente grandi (Figura 2.3.2.6):

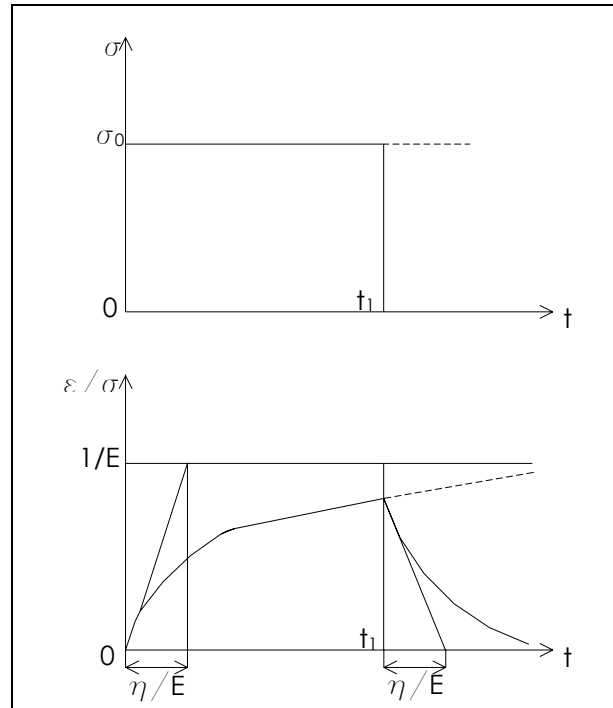


Figura 2.3.2.6: Modello di Kelvin-Voigt: risposta al gradino di sforzo

Nel caso di deformazione imposta (Figura 2.3.2.7), poiché la velocità di deformazione, dopo l'istante iniziale in cui si ha una velocità teoricamente infinita e quindi una resistenza infinita da parte dello smorzatore, è nulla, lo sforzo complessivo è dato esclusivamente dalla molla, che esercita uno sforzo costante pari a $\sigma = E \cdot \varepsilon_0$, che permette di dedurre come il modello di Kelvin-Voigt sia caratterizzato dall'assenza di rilassamento delle tensioni in presenza di deformazioni imposte.

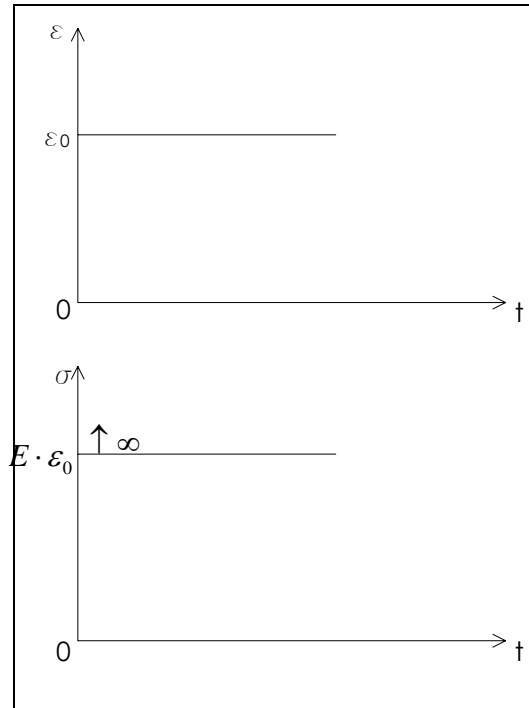


Figura 2.3.2.7: Modello di Kelvin-Voigt: risposta al gradino di deformazione

Per quanto precedentemente riferito a proposito del modello di Maxwell, anche il modello Kelvin-Voigt risulta essere inappropriato per la descrizione del comportamento del bitume.

➤ **Modello Standard Linear Solid**

Dalle analisi precedenti si evince che né il modello di Maxwell né quello di Kelvin-Voigt rappresentano una combinazione di elementi molla e smorzatore in grado di descrivere contemporaneamente tutte le fasi del creep ed il rilassamento parziale degli sforzi a deformazione imposta, tipici del comportamento viscoelastico.

Per avvicinarsi al comportamento reale dei materiali viscoelastici pertanto è necessario effettuare combinazioni di più di due elementi. Il modello correntemente denominato Standard Linear Solid (SLS) è costituito da una molla di rigidezza E_1 in parallelo ad un elemento di Maxwell, costituito a sua volta da una molla, di rigidezza generalmente diversa E , e da uno smorzatore di viscosità η posti in serie (Figura 2.3.2.8):

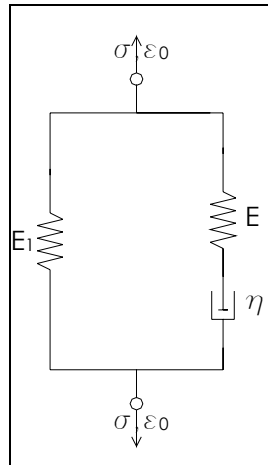


Figura 2.3.2.8: Modello Standard Linear Solid (SLS)

Il legame costitutivo per tale modello si deduce considerando che, essendo i due elementi posti in parallelo, le deformazioni sono uguali; quindi per l'elemento molla vale la relazione:

$$\sigma_1 = E_1 \cdot \varepsilon,$$

mentre per l'elemento di Maxwell si ha il legame differenziale già visto:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\dot{\sigma}_M}{E} + \frac{\sigma_M}{\eta},$$

infine, lo sforzo totale è pari alla somma degli sforzi nei due elementi:

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_M.$$

Mediante opportune derivazioni e sostituzioni, otteniamo:

$$\frac{\sigma_1}{\eta} + \frac{\dot{\sigma}_1}{E} = \frac{E_1}{\eta} \cdot \varepsilon + \frac{E_1}{E} \cdot \dot{\varepsilon}.$$

Noto il legame esistente fra gli sforzi, possiamo pertanto concludere:

$$\frac{\sigma}{\eta} + \frac{\dot{\sigma}}{E} = \dot{\varepsilon} \cdot \left(1 + \frac{E_1}{E} \right) + \frac{E_1}{\eta} \cdot \varepsilon.$$

Come si può osservare in Figura 2.3.2.9, il modello SLS permette di rappresentare il creep con transizione del comportamento da vetroso (risposta immediata da parte della molla di rigidezza E soltanto se $E \gg E_1$, poiché per tempi brevi lo smorzatore ha rigidezza infinita) a viscoso: la molla di rigidezza E tende a scaricarsi e la deformazione tende asintoticamente al valore corrispondente alla rigidezza E_1 , con un tempo di ritardo espresso da:

$$\tau' = \eta \cdot \left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E} \right).$$

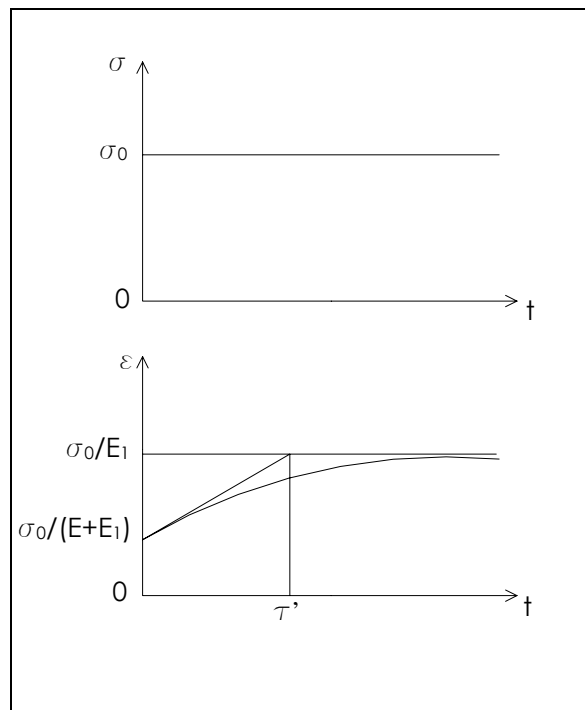


Figura 2.3.2.9: Modello SLS: risposta al gradino di sforzo

Il modello SLS permette inoltre di rappresentare il rilassamento degli sforzi con parziale recupero (Figura 2.3.2.10); il rilassamento è governato dal solo elemento di Maxwell, pertanto lo sforzo, inizialmente pari a $\varepsilon_0 \cdot (E_1 + E)$,

tende ad un valore residuo $\varepsilon_0 \cdot E_1$, con il tempo di rilassamento dell'elemento di Maxwell $\tau = \frac{\eta}{E}$.

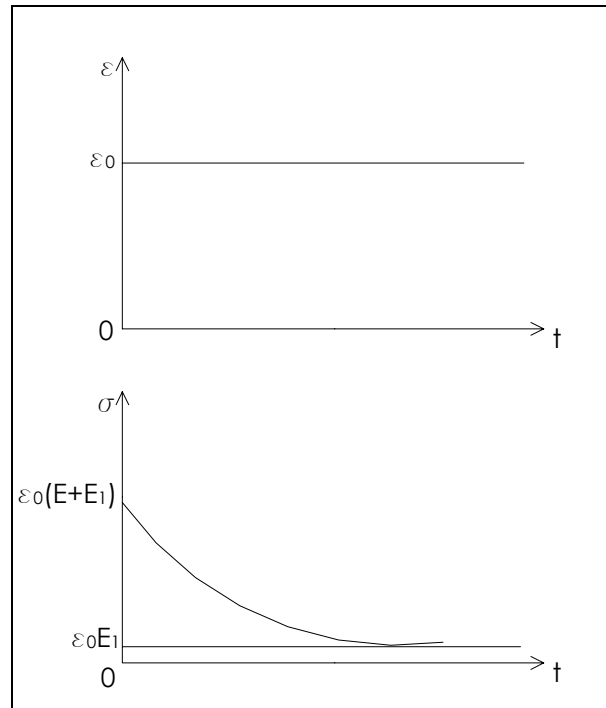


Figura 2.3.2.10: Modello SLS: risposta al gradino di deformazione

➤ **Modello di Burger (o modello a quattro elementi)**

Rappresenta il modello più generale di viscoelasticità. Lo stato di tensione ad un certo istante dipende non solo dallo stato di deformazione allo stesso istante, bensì anche dallo stato di deformazione passato. Non è nient'altro che il modello di Maxwell posizionato in serie con quello di Kelvin-Voigt:

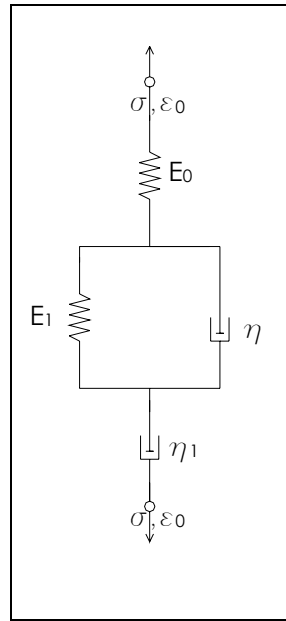


Figura 2.3.2.11: Modello di Burger

La *Legge Costitutiva del Modello* risulta essere:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_0} \left(1 + \frac{t}{T_0}\right) + \frac{\sigma}{E_0} (1 - e^{-(t/T_1)})$$

Si può osservare come la deformazione sia effettivamente dovuta al contributo di un'aliquota elastica istantanea, di una puramente viscosa e di un contributo elastico ritardato, come accennato in precedenza.

Bisogna altresì sottolineare come un singolo modello di Kelvin-Voigt non sia generalmente sufficiente a ricoprire il lungo lasso di tempo in cui la componente elastica ritardata si manifesta; si rende necessario pertanto l'apporto di n modelli di Kelvin-Voigt posizionati in serie, da cui possiamo ricavare una legge costitutiva più generale:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_0} \left(1 + \frac{t}{T_0}\right) + \sum_{i=1}^n \frac{\sigma}{E_i} (1 - \exp(\frac{-t}{T_i}))$$

Infatti, in generale, i singoli elementi (molla o smorzatore) o le combinazioni di essi viste in precedenza, rappresentano bene il comportamento viscoelastico solo in un ristretto intervallo di tempi di osservazione. Così per

poter rappresentare con un unico modello il comportamento a creep per qualunque valore del tempo di osservazione è necessario aumentare il numero di elementi (n-Kelvin-Voigt appunto, Figura 2.3.2.12); analogamente, per descrivere completamente il rilassamento degli sforzi è necessario disporre di n elementi di Maxwell in parallelo. Al crescere del numero di questi elementi, si tende verso una distribuzione continua di tempi di ritardo/rilassamento, cioè uno spettro che permette di descrivere completamente la variazione della cedevolezza e della rigidità per qualsiasi valore del tempo di osservazione. Tale approccio non consente più tuttavia di definire modelli meccanici analogici, bensì viene sfruttato per definire vere e proprie equazioni costitutive.

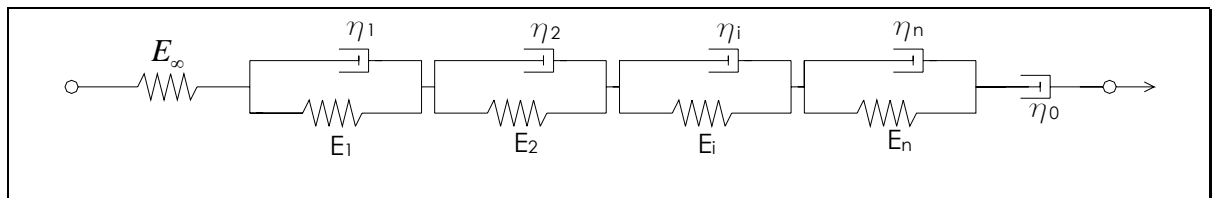


Figura 2.3.2.12: Modello di Kelvin-Voigt generalizzato

CAPITOLO 3 – I CONGLOMERATI BITUMINOSI: CARATTERISTICHE GENERALI

3.1 INTRODUZIONE

La maggior parte della produzione del bitume è impiegata per la costruzione e la manutenzione delle infrastrutture di trasporto (circa il 90% di essa).

In virtù delle peculiari caratteristiche reologiche e chimiche, come accennato nel precedente Capitolo §2, esso viene utilizzato come legante di una fase litica nelle cosiddette miscele bituminose che da oltre un secolo sono utilizzate per la costruzione delle pavimentazioni stradali e che successivamente hanno trovato notevoli applicazioni anche nelle sovrastrutture aeroportuali e ferroviarie.

Le pavimentazioni stradali sono strutture, o meglio sovrastrutture, aventi la funzione di distribuire sul terreno di appoggio (il sottofondo) i carichi veicolari,

proteggendolo dai fattori ambientali (acqua e gelo) ed offrendo al tempo stesso ai veicoli una superficie regolare su cui transitare in condizioni di sicurezza e comfort per i conducenti ed i passeggeri. Per motivi costruttivi, economici e tecnici esse sono generalmente costituite dalla sovrapposizione di una serie di strati di materiali differenti, le cui caratteristiche meccaniche e di durabilità sono di pregio crescente verso la superficie della sovrastruttura, dove maggiore è l'azione aggressiva dei veicoli e dei fattori ambientali.

Le pavimentazioni maggiormente diffuse sono quelle *flessibili*, e presentano diversi strati realizzati con miscele composte da aggregati lapidei e bitume, che assolvono compiti strutturali e funzionali diversi secondo la loro composizione e della loro posizione nella sovrastruttura e che vengono genericamente indicati con il termine di *conglomerati bituminosi* (Figura 3.1.1).

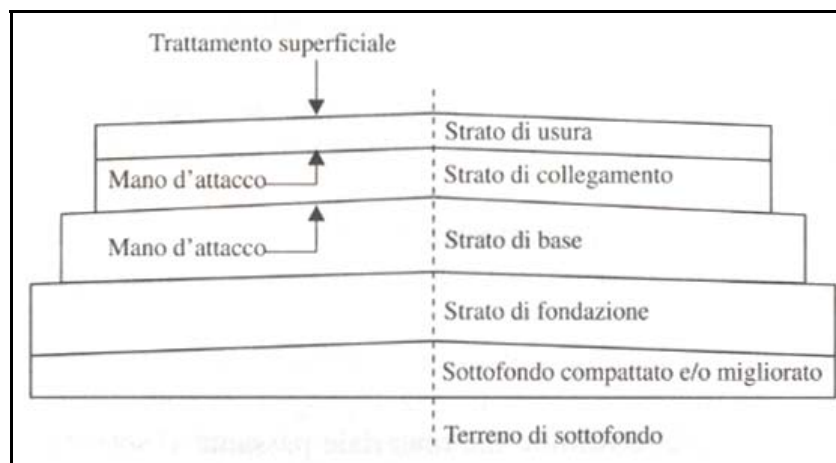


Figura 3.1.1: Tipica composizione di una pavimentazione stradale flessibile

3.2 COMPOSIZIONE DEI CONGLOMERATI BITUMINOSI

Essi sono ottenuti, come accennato in precedenza, dalla miscelazione di bitume ed aggregati lapidei e messi in opera sotto forma di strati di diverso spessore controllato attraverso opportune operazioni di stesa e costipamento. Si tratta di materiali aventi una composizione ed un comportamento reologico notevolmente complessi.

Siamo al cospetto, infatti, di materiali a tre o addirittura quattro fasi (Figura 3.2.1) tra loro interagenti (aggregati, bitume, aria e, in taluni casi, acqua), solo

macroscopicamente omogenei, soggetti durante la loro vita utile a condizioni ambientali e di sollecitazione variabili nel tempo, che ne determinano una graduale evoluzione. Le loro caratteristiche meccaniche, di durabilità e di lavorabilità dipendono pertanto fortemente dalle interazioni e dai rapporti quantitativi tra le fasi e dalle proprietà degli aggregati lapidei e del bitume.

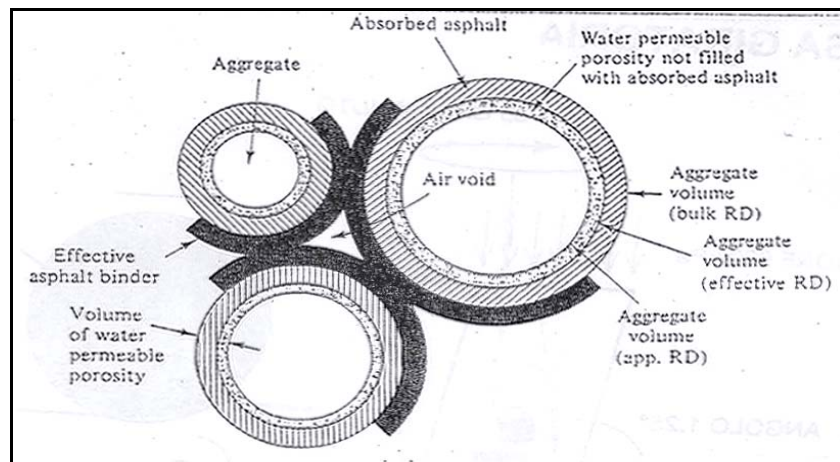


Figura 3.2.1: Bitume effettivo, bitume adsorbito e vuoti

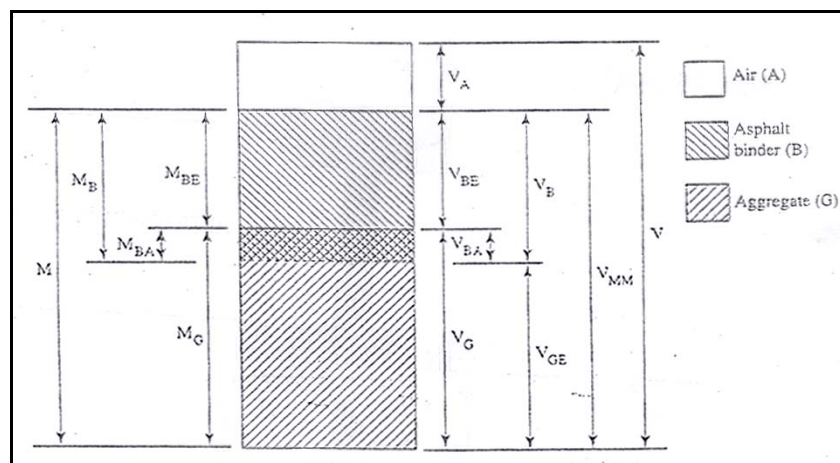


Figura 3.2.2: Relazioni tra masse e volumi in un conglomerato bituminoso

Gli *aggregati* forniscono al materiale uno scheletro solido che attraverso l'addensamento ed il contatto tra i grani determina lo sviluppo della resistenza al taglio e di un'accettabile elasticità alle alte temperature di servizio. In tale contesto, tanto le loro caratteristiche granulometriche e di forma quanto quelle meccaniche e chimiche rivestono un ruolo particolarmente importante e vengono controllate prima dell'impiego mediante prove di laboratorio.

Fatta eccezione per particolari esigenze (come possono essere i conglomerati bituminosi drenanti piuttosto che quelli fonoassorbenti, che richiedono altre caratteristiche), le varie classi di aggregati disponibili vengono combinate in modo da ottenere una distribuzione granulometrica prossima a quella di massimo addensamento definita dalla legge di Fuller (1907). Tuttavia, siccome si è osservato come utilizzando una tale distribuzione possano insorgere problemi legati ad un insufficiente contenuto dei vuoti nel conglomerato bituminoso una volta compattato e posto in opera, si preferisce fare riferimento alla legge (J.F. Goode e L.A. Lufsey, 1962) che esprime la percentuale di passante P a ciascun setaccio come:

$$P = 100 \cdot \left(\frac{d}{D} \right)^{0.45},$$

in cui con d si indica il diametro medio dei più grandi elementi passanti a ciascun setaccio mentre con D la massima dimensione degli aggregati.

Esistono altri modelli matematici di origine teorico-sperimentale in cui si preferisce lasciare una certa libertà nella scelta del filler minerale (materiale passante al setaccio avente apertura di maglia 0.075 mm) (K.E. Cooper et al., 1991).

Esso, infatti, costituisce assieme al bitume, cui è intimamente miscelato, un mastice viscoelastico le cui caratteristiche dipendono dal volume occupato dal filler ed hanno un'influenza determinante sulla lavorabilità e sul comportamento del conglomerato bituminoso.

A seconda degli strati della pavimentazione, gli aggregati devono essere selezionati in modo da avere particolari caratteristiche di forma e tessitura: in particolare è preferibile l'impiego di elementi a spigolo vivo e con superficie ruvida la cui presenza esalta le caratteristiche di mutuo attrito e ingranamento e con esse la resistenza al taglio.

Fondamentale è inoltre che gli aggregati non si disgreghino sotto l'azione dei mezzi costipanti durante la compattazione e delle sollecitazioni indotte dal traffico veicolare; esistono a tal fine delle procedure che permettono di valutare le loro caratteristiche di resistenza all'abrasione, all'usura ed alla frantumazione (tra le metodologie più diffuse a tal fine si ricorda la prova Los Angeles).

Esistono infine numerose prove per il controllo di altre importanti caratteristiche degli aggregati quali masse volumiche apparenti e densità, grado di pulizia, presenza/assenza di impurità organiche e non, resistenza ai cicli di gelo e disgelo e

altri requisiti introdotti recentemente dal sistema *SUPERPAVE SHRP* (Strategic Highway Research Program), che si commenterà nei capitoli successivi.

Oltre alla fase solida, come ricordato, esistono altre due fasi costituenti il conglomerato bituminoso, di analoga importanza per garantire al sistema nella sua totalità adeguate caratteristiche di lavorabilità, meccaniche e di durabilità.

Il *bitume*, grazie alle sue caratteristiche viscoelastiche ed alla sua adesione agli aggregati, svolge la funzione di legante, dotando l'ammasso lapideo di quella coesione che altrimenti non potrebbe avere. Inoltre è proprio al bitume che si deve il carattere essenzialmente viscoelastico e termoplastico del conglomerato, che, oltre a manifestare delle deformazioni istantanee sotto carico, presenta delle componenti di risposta dipendenti dal tempo e/o dalla velocità di applicazione delle sollecitazioni e dalla temperatura.

La fase gassosa del sistema, costituita dai *vuoti residui*, influenza direttamente le proprietà fisico-meccaniche e volumetriche della miscela. La percentuale di vuoti residui costituisce una caratteristica talmente importante per le miscele che definisce un criterio per la classificazione dei conglomerati, distinti in *aperti* ($%v > 5$) o *chiusi* ($%v < 5$).

Durante la miscelazione dei componenti, il bitume (caldo e fluido) viene a contatto con le particelle di aggregato, penetrando in tutte le fessure e i pori superficiali, ricoprendole con una sottile pellicola avente spessore essenzialmente legato alla viscosità del legante stesso.

Le complesse interazioni che hanno luogo tra i due costituenti nell'intorno della loro interfaccia sono sensibili alla loro composizione chimica ed alla morfologia superficiale dell'aggregato.

Infatti, la superficie dell'aggregato è notevolmente eterogenea e presenta una varietà di siti aventi diversa composizione, caratterizzati da differenti livelli di attività e polarità. All'interno del bitume si instaura pertanto una competizione tra le molecole aventi diversi gruppi funzionali per conquistare i siti attivi, su cui adsorbono le molecole aventi con essi affinità più marcata; si realizzano così una serie di interazioni secondarie diverse tra cui sono prevalenti quelle elettrostatiche o legami idrogeno, indipendentemente dalla natura della superficie dell'aggregato (C.W. Curtis, K. Ensley e J. Epps, 1993).

Pur formandosi tuttavia all'interfaccia uno strato di molecole polari in interazione elettrostatica con le cariche superficiali dell'aggregato, studi recenti hanno dimostrato come non vi siano le condizioni all'interno della massa di molecole

di bitume per la formazione di una vera e propria regione di interfase in cui il bitume sia fortemente strutturato.

3.3 RICHIAMI SULLE PROPRIETÀ MECCANICHE DEI CONGLOMERATI BITUMINOSI

Da un punto di vista strutturale la funzione primaria di una pavimentazione è di assicurare una ripartizione dei carichi di traffico sul sottofondo, compatibilmente con le caratteristiche di deformabilità e di resistenza di quest'ultimo. A tal fine è indispensabile che i materiali costituenti la pavimentazione, ed i conglomerati bituminosi in particolare, abbiano una sufficiente rigidezza e che siano messi in opera in strati aventi un opportuno spessore (dotati pertanto di un'opportuna lavorabilità).

Tali materiali debbono inoltre presentare una soddisfacente resistenza ai più comuni fenomeni di deterioramento che possono originare fenomeni di decadimento delle caratteristiche funzionali della sovrastruttura con conseguenti disagi per gli utenti. Tra questi, i più importanti sono la formazione di ormaie per effetto dell'accumulo di deformazioni permanenti, la fessurazione da fatica e, nei climi più freddi, la fessurazione di origine termica; non sono infine da trascurare tutti quei fenomeni di rottura localizzata che possono indurre alla formazione di buche, sgranamenti e corrugazioni.

È pertanto indispensabile, per una valutazione preventiva delle prestazioni in opera, caratterizzare le proprietà meccaniche dei conglomerati bituminosi con opportune procedure sperimentali.

Tali proprietà riguardano tanto la risposta tenso-deformativa del materiale sotto carico quanto le sue caratteristiche di resistenza. Affinché queste proprietà siano significative, ovvero affinché rispecchino le effettive prestazioni dei materiali in opera, è opportuno che nelle prove sperimentali vengano simulate le condizioni ambientali e di sollecitazione che si verificano realmente sotto l'azione dei carichi dovuti al traffico.

3.3.1 CARATTERISTICHE TENSO-DEFORMATIVE

Come accennato in precedenza, i principi di reologia dei sistemi compositi e le esperienze sperimentali indicano che il conglomerato bituminoso eredita dal bitume, che ne costituisce la base della matrice legante, un comportamento viscoelastico. Come nel caso dei bitumi, le proprietà viscoelastiche del conglomerato possono quindi essere determinate sperimentalmente mediante alcune tipologie di prova caratteristiche quali prove di creep, di rilassamento e di sollecitazione sinusoidale alternata.

Le *prove a sollecitazione alternata* consentono la determinazione diretta del *modulo complesso* E^* o G^* e dell'*angolo di sfasamento* δ , simulando la storia di carico cui è sottoposto un generico elemento di materiale all'interno della pavimentazione al passaggio di un veicolo (Figura 3.3.1.1).

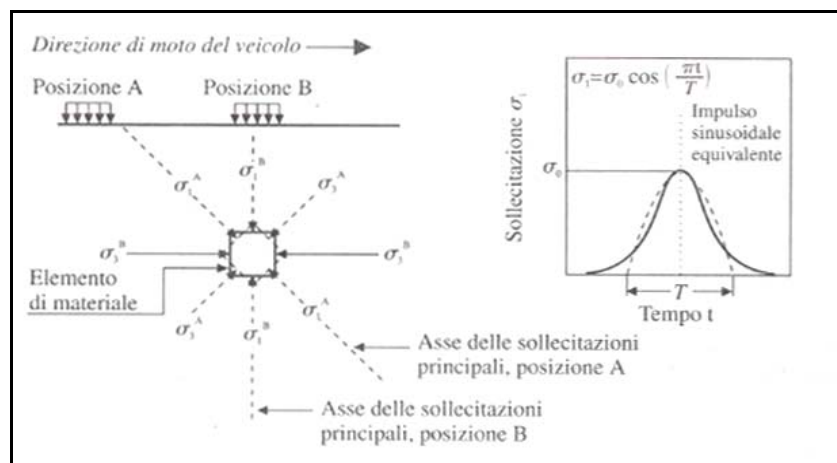


Figura 3.3.1.1: Storia di carico di un generico elemento di una pavimentazione (R.D. Barksdale e R.G. Hicks, 1973)

Esse possono essere effettuate in un gran numero di configurazioni di carico su campioni aventi le geometrie più differenti (prove di flessione su due, tre o quattro punti ed a trave incastrata, prove di trazione e compressione, prove triassiali). I risultati ottenuti da prove di questo tipo e presenti in letteratura sin dagli anni '60 (H. Papazian, 1962; C. Huet, 1965) hanno dimostrato come i conglomerati bituminosi siano, con buona approssimazione, materiali reologicamente semplici (P. Bazin e J.B. Saunier, 1967; G. Sayegh, 1967) e che i fattori di traslazione ad essi associati sono comuni al bitume ed al conglomerato.

In Figura 3.3.1.2 sono riportati alcuni tipici risultati di prove dinamiche flessionali eseguite in un ampio campo di frequenze e di temperature, con relativa costruzione della curva maestra ad una temperatura di riferimento di 15°C:

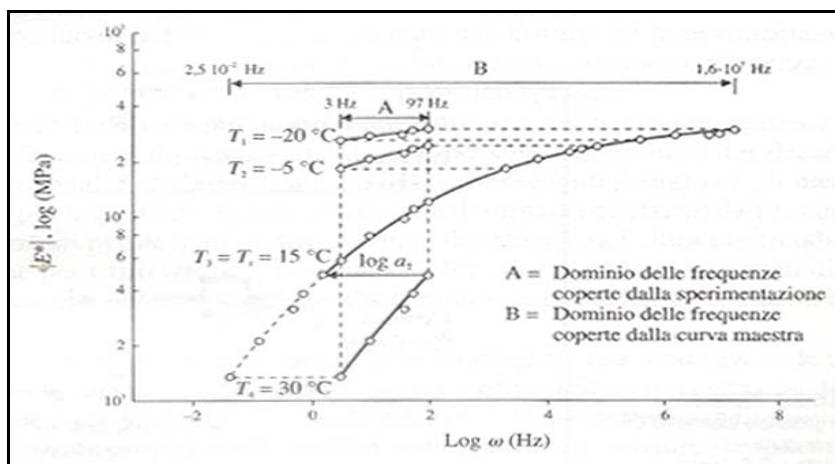


Figura 3.3.1.2: Applicazione del principio di sovrapposizione tempo-temperatura a dati desunti da prove flessionali su un conglomerato bituminoso (L. Francken, 1976)

Si può osservare come il valore del modulo complesso E^* sia una funzione crescente della frequenza ridotta e tenda asintoticamente verso un limite superiore E_∞ che è dell'ordine di 20-40 GPa (L. Francken, 1976). Tuttavia, a differenza di quanto riscontrato per i bitumi, in corrispondenza delle basse frequenze o delle elevate temperature si riscontra un andamento di E^* pressoché orizzontale dovuto all'entrata in carico dello scheletro litico.

Per poter rappresentare il comportamento tridimensionale dei conglomerati bituminosi, tali dati devono essere integrati inoltre dalle misure del *rapporto complesso di Poisson* ν^* , definito come:

$$\nu^* = \frac{\varepsilon_n(t)}{\varepsilon(t)}$$

Dove $\varepsilon(t)$ rappresenta la deformazione longitudinale nella direzione del carico applicato, pari a $\varepsilon_0 \cdot \sin(\omega t)$, mentre $\varepsilon_n(t)$ indica la deformazione trasversale ad essa associata, sfasata rispetto ad essa di δ' e data dall'espressione $\varepsilon_n(t) = \varepsilon_{n0} \cdot \sin(\omega t - \delta')$.

Il rapporto di Poisson varia sensibilmente con la temperatura e con la frequenza, assumendo valori compresi tra 0.2 e 0.5, e frequentemente viene scelto un

valore pari a 0.35 (per temperature comprese nell'intorno di 20°C) in ragione delle notevoli difficoltà connesse con la misura di questa funzione viscoelastica.

Le *prove di creep* rappresentano una valida alternativa alle prove dinamiche in quanto necessitano di apparecchiature di complessità inferiore e consentono il calcolo delle medesime funzioni viscoelastiche applicando delle opportune formule di conversione alla funzione di deformabilità $D(t)$. Quest'ultima è pari all'inverso del modulo di rigidezza $S(t)$ ed è data dall'espressione:

$$J(t) = \frac{\sigma_0}{\varepsilon(t)}.$$

Tale espressione è diffusamente impiegata nella modellazione dell'accumulo di deformazioni permanenti del conglomerato bituminoso che danno origine alla formazione di ormaie sulla superficie delle pavimentazioni.

I valori di rigidezza desunti dall'una o dall'altra tipologia di prova in corrispondenza di temperature e frequenze (o tempi equivalenti) di applicazione dei carichi rappresentativi delle reali condizioni ambientali e di traffico costituiscono una misura della capacità che gli strati bituminosi hanno di ripartire i carichi veicolari sugli strati sottostanti.

Ciò può essere compreso bene analizzando i modelli utilizzati per il dimensionamento e l'analisi strutturale delle pavimentazioni che generalmente schematizzano le sovrastrutture come dei sistemi multistrato al cui interno può essere individuata, mediante una soluzione in forma chiusa o per via numerica, la distribuzione delle tensioni e delle deformazioni sotto l'azione dei carichi di traffico.

Sebbene esistano modelli che prevedono la presenza nel sistema di materiali a elasticità non lineare e/o viscoelastici, la maggior parte di essi si basa sull'analisi del multistrato elastico lineare, in cui a ciascun strato è associata una coppia di grandezze meccaniche indipendenti. In tal caso la dipendenza della risposta tenso-deformativa del conglomerato bituminoso dalla temperatura e dalla frequenza è tenuta in conto introducendo in luogo del modulo elastico E e del rapporto di Poisson ν i valori assunti E^* e ν^* , in corrispondenza di temperature e di frequenze di applicazione dei carichi rappresentativi delle reali condizioni ambientali e di traffico.

3.3.2 CORRELAZIONI TRA CARATTERISTICHE TENSO-DEFORMATIVE E PARAMETRI VOLUMETRICI DEI CONGLOMERATI BITUMINOSI

Come già in precedenza sottolineato, il valore della rigidezza di un conglomerato bituminoso dipende, oltre che dai fattori tempo e temperatura, dalla volumetria della miscela e dalle caratteristiche delle fasi costituenti. Tale dipendenza è stata oggetto di numerosi lavori di ricerca in quanto la sua conoscenza consente un'ottimizzazione del mix-design e la definizione di metodi previsionali grafico-analitici che eliminano la necessità di estese sperimentazioni.

In condizioni di comportamento pressoché elastico (temperature medio-basse e gradienti di carico elevati), in virtù del fatto che la rigidezza dipende essenzialmente dal tipo di legante utilizzato e dalla volumetria della miscela allo stato compattato, è possibile esprimere il modulo di rigidezza S con un'espressione funzionale del tipo:

$$S(T,t)_{mix} = f[S(T,t)_{bit}, VMA] .$$

Osserviamo come la dipendenza dalla temperatura, dal tempo e dal tipo di bitume sia riassunta nel termine S_{bit} , che indica il modulo di rigidezza del bitume nelle medesime condizioni di temperatura e tempo di carico, mentre VMA indica la percentuale del volume della miscela occupato da vuoti e bitume (*vuoti nella miscela secca di aggregati, voids mineral aggregate*).

Tale approccio è stato seguito da Van der Poel (1954) e successivamente da Heukelom e Klomp (1964) che hanno suggerito la seguente espressione ancor oggi molto utilizzata in letteratura:

$$\frac{S_{mix}}{S_{Bit}} = \left[1 + \frac{2.5 \cdot C_v}{n \cdot (1 - C_v)} \right] .$$

Con S_{mix} si indica il modulo di rigidezza della miscela, S_{bit} rappresenta il modulo di rigidezza del bitume, ottenuto dal nomogramma di Van der Poel o da quello modificato di Heukelom a Klomp alla temperatura e per il tempo di carico desiderati, C_v indica la concentrazione in volume dell'aggregato nella miscela (data

dal rapporto tra il volume dell'aggregato compattato ed il volume occupato dagli aggregati e dal bitume) e n infine è un coefficiente pari a $0.083 \cdot \log_{10} \cdot \left(\frac{400000}{S_{bit}} \right)$.

La validità di tale metodo previsionale è tuttavia limitata a miscele con contenuto di vuoti dell'ordine del 3% e C_v compreso tra 0.7 e 0.9. Per miscele aventi un contenuto di vuoti superiore, l'approccio di Heukelom e Klomp deve essere corretto sostituendo a C_v una concentrazione corretta C_v' pari a $\frac{C_v}{(1 + \Delta v)}$ (W.E.F.

Van Draat e P. Sommer, 1965), in cui Δv rappresenta la differenza tra il contenuto di vuoti reali ed il 3%.

In condizioni in cui le componenti di deformazioni viscosi non sono più trascurabili, la dipendenza del modulo dalla composizione diviene più complessa ed è influenzata, oltre che dai fattori appena trattati, dalla granulometria dell'aggregato utilizzato, dalla forma e tessitura degli stessi, dalle condizioni di sconfinamento e da metodo e grado di compattazione.

Esistono rappresentazioni più complesse e più complete della dipendenza della risposta tenso-deformativa dalle variabili di composizione e dalle caratteristiche reologiche del legante.

Francken e Verstraeten (1975), per esempio, sulla base di una vasta sperimentazione eseguita presso il *Centre de Recherches Routières* di Bruxelles, hanno proposto un metodo previsionale che consente di stimare il valore assoluto del modulo complesso in flessione del conglomerato bituminoso E^* a partire da un numero limitato di parametri.

Secondo tale modellazione l'andamento della curva maestra di E^* può essere descritto mediante una relazione del tipo:

$$E^*(T, \omega) = E_\infty \cdot R^*(T, \omega) .$$

La funzione R^* , detta *modulo ridotto*, descrive la forma della curva maestra ed è variabile tra 0 e 1.

Secondo quanto rilevato sperimentalmente il limite superiore del modulo E_∞ dipende unicamente dalla composizione volumetrica ed il suo valore in MPa è dato dall'espressione:

$$E_{\infty} = C \cdot \left(\frac{V_A}{V_L} \right)^{0.55} \cdot e^{-5.84 \cdot 10^{-2} \cdot \%v}$$

Individuiamo nell'espressione alcune caratteristiche volumetriche molto importanti tra cui il volume occupato dall'aggregato (V_A), il volume occupato dalla fase legante (V_L), la percentuale dei vuoti (%v) ed un coefficiente empirico pari a $1.436E^{04}$ (C).

Graficamente:

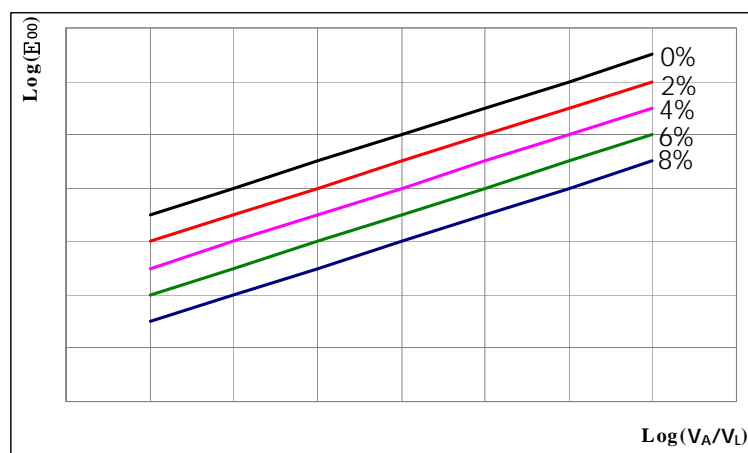


Grafico 3.3.2.1: Dipendenza del modulo complesso dalle caratteristiche volumetriche

Si può notare dal Grafico 3.3.2.1 come a parità del rapporto $\frac{V_A}{V_L}$, il modulo complesso E_{∞} aumenti al diminuire della percentuale dei vuoti, mentre, a parità di quest'ultima aumenti all'aumentare del volume degli aggregati (rinforzo dello scheletro litico).

Il valore del modulo ridotto R^* ad una data frequenza e temperatura dipende invece, oltre che dalla composizione del conglomerato, anche dal modulo complesso G^* del bitume nelle medesime condizioni di frequenza e temperatura. Esso è, infatti, dato dall'espressione:

$$\log(R^*) = \log(B^*) - 1.35 \cdot \left[1 - e^{\left(-0.13 \cdot \frac{V_A}{V_L} \right)} \right] \cdot \log(B^*) \cdot [1 + 0.11 \cdot \log(B^*)]$$

$B^*(T, \omega)$ rappresenta il modulo ridotto del bitume pari a $\frac{G^*(T, \omega)}{G_\infty}$.

Si può facilmente intuire dalla relazione sopra riportata come a parità del rapporto $\frac{V_A}{V_L}$, all'aumentare del modulo ridotto del bitume $B^*(T, \omega)$ aumenti la rigidezza della miscela, così come a parità di $B^*(T, \omega)$, l'aumento del volume degli aggregati induca un aumento del modulo ridotto della miscela.

Nel campo delle correlazioni tra caratteristiche tenso-deformative di un conglomerato bituminoso e le sue caratteristiche volumetriche sono molteplici le leggi sperimentali (oltre a quella precedentemente riportata) che hanno dato un contributo a tale problematica; vale la pena ricordare ancora il nomogramma di Bonnaure, Gravois, Uge e Gest (1977) in cui, noti la rigidezza del bitume, il volume del legante e dell'aggregato, si riesce a determinare la rigidezza della miscela così costituita.

3.3.3 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA

Al passaggio di ogni singolo veicolo, per effetto dell'inflessione locale dell'intero pacchetto multistrato, sul fondo dello strato di conglomerato bituminoso insorgono delle sollecitazioni di trazione (Figura 3.3.3.1).

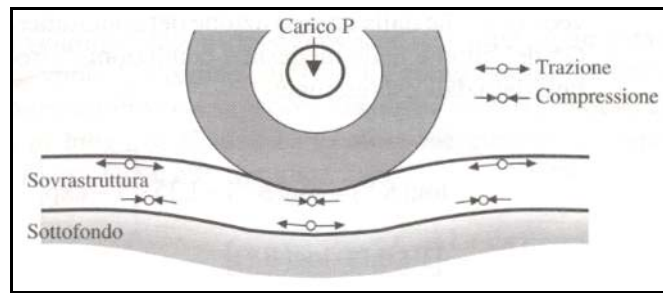


Figura 3.3.3.1: Inflessione della sovrastuttura al passaggio di un veicolo

Benché esse siano generalmente inferiori alla resistenza a trazione del materiale, la loro applicazione ciclica induce un danno locale progressivo al materiale, che dopo un certo numero di cicli di carico dà luogo a delle fratture che si diffondono e si propagano gradualmente verso la superficie dello strato. Si tratta di un tipico fenomeno di rottura per fatica che, come a tutti noto, si manifesta macroscopicamente sulla superficie della pavimentazione con una diffusa fessurazione a *ragnatela*.

Lo studio delle caratteristiche di resistenza del conglomerato bituminoso viene pertanto effettuato mediante *prove di fatica* a temperature e livelli di sollecitazione rappresentativi delle condizioni reali. Sono molteplici le tecniche sperimentali impiegate a tale scopo, utilizzando le medesime apparecchiature a sollecitazione sinusoidale che consentono la determinazione delle caratteristiche viscoelastiche del materiale. Per un migliore effetto simulativi vengono solitamente preferite alle altre le prove a flessione ripetuta.

Il materiale (sottoforma di campioni prismatici o cilindrici) viene pertanto sottoposto, ad una data temperatura, a cicli di sollecitazione sinusoidale di frequenza ed ampiezza costanti fino a rottura.

Sebbene nel settore dei conglomerati bituminosi non siano mancate le ricerche finalizzate all'applicazione di concetti di meccanica della frattura per la caratterizzazione del loro comportamento a fatica (K. Majidzadeh, E.M. Kauffmann e

C.L. Saraf, 1972), per pervenire alla definizione di un criterio di rottura viene generalmente seguito un approccio più semplice.

Dalle numerose esperienze effettuate in diversi laboratori di ricerca, si è dimostrato che, indipendentemente dalla temperatura e dalla frequenza di prova, la legge che governa il fenomeno di fatica in flessione alternata a sollecitazione imposta può scriversi nella forma generale seguente:

$$N_f = C \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^m,$$

dove:

- N_f rappresenta il numero di applicazioni di carico necessarie per produrre la rottura a fatica;
- ε_t indica il valore iniziale della deformazione di trazione applicata, pari a

$$\frac{\sigma_t}{E^*_{iniziale}};$$

- C e m sono due costanti che dipendono dalla composizione e dalle proprietà della miscela.

Secondo tale legge, indicata come *criterio di deformazione*, la durata a fatica del materiale è definita in maniera univoca dalla deformazione di trazione ε_t , mentre gli effetti della temperatura e della frequenza di carico sono tenuti in conto mediante la loro influenza sul modulo complesso E^* .

In ragione della loro semplicità, i criteri di deformazione espressi dalla relazione precedente possono essere utilizzati in abbinamento con un qualsiasi metodo di valutazione dello stato tenso-deformativo, indotto in un sistema multistrato, per la previsione della durata a fatica di una pavimentazione stradale flessibile.

Tuttavia, mentre la maggior parte delle prove di fatica è effettuata applicando cicli di carico continui di una certa ampiezza a determinate temperature e frequenze, in un'infrastruttura viaria il conglomerato bituminoso è soggetto, in condizioni di temperatura e di frequenza continuamente mutevoli, ad una successione di impulsi di carico di entità alquanto variabile. Ne consegue che, per poter prevedere le prestazioni del materiale in opera sulla base delle sole prove di laboratorio, si può far riferimento alla *legge di Miner dell'accumulo lineare dei danni*

di fatica (J. McElvaney e P.S. Pell, 1974) in base alla quale le condizioni di rottura vengono raggiunte quando risulta soddisfatta l'espressione:

$$\sum_{i=1}^j \frac{n_i}{N_i} = 1.$$

Possiamo distinguere in tale espressione il numero di cicli applicati aventi livello di deformazione ε_i (n_i), in numero di cicli aventi livello di deformazione ε_i che conducono a rottura N_i e il numero di diversi livelli di deformazione applicati j .

I danni a fatica indotti da varie categorie di veicoli in differenti condizioni ambientali possono essere così calcolati separatamente e poi sommati per la valutazione del comportamento a fatica globale della sovrastruttura.

Nella definizione del criterio di rottura a fatica cui fare riferimento per i conglomerati bituminosi si deve tener conto inoltre di alcune considerazioni derivanti dalla meccanica della frattura.

Le prove a fatica a sollecitazione imposta conducono, infatti, ad una situazione di rottura immediatamente dopo la formazione della prima fessura nel materiale. Tale situazione è tipica di conglomerati bituminosi messi in opera in strati di elevato spessore (superiore a 10 cm), e/o per basse temperature di esercizio, caratteristiche della stagione invernale.

Allorché si desiderasse invece studiare la fessurazione di strati sottili di conglomerato bituminoso (inferiore a 6 cm) o si volesse esaminare il comportamento a fatica dei materiali alle alte temperature di esercizio, si dovrà necessariamente utilizzare prove a deformazione imposta, in cui vi è una fase di propagazione della fessure non trascurabile prima della rottura, in quanto intervengono i cosiddetti fenomeni di autoriparazione. Durante tali prove la rigidità della miscela diminuisce sensibilmente ed è comune definire la rottura in una prova a deformazione controllata come il punto in corrispondenza di cui il modulo del materiale si riduce del 50% rispetto al suo valore iniziale. Vengono così ad originarsi delle *rette di fatica* nel piano $\log \varepsilon_i - \log N_f$ aventi una maggiore pendenza e traslate a destra rispetto a quelle desunte da prove di sollecitazione imposta (Figura 3.3.3.2).

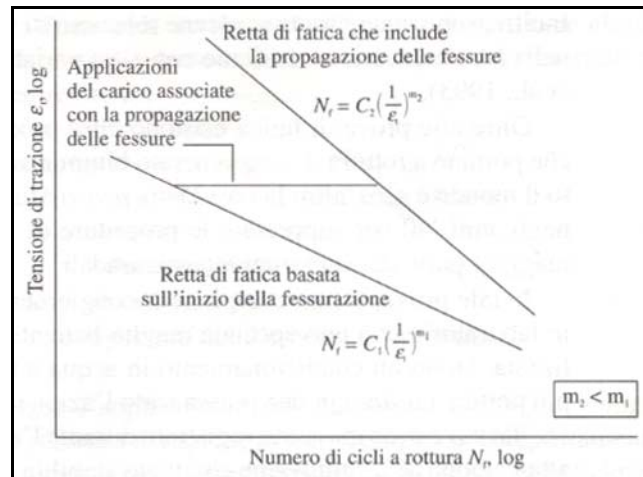


Figura 3.3.3.2: Linee di fatica per prove in controllo di deformazione e/o sollecitazione

Per eliminare la confusione generata dal fatto che prove in controllo di deformazione e prove in controllo di sollecitazione forniscono risultati, e quindi previsioni, diversi e in considerazione del fatto che nella realtà le effettive modalità di propagazione delle fessure sono differenti rispetto ad entrambe le situazioni simulate, alcuni ricercatori hanno proposto un approccio energetico alternativo per la previsione del comportamento a fatica dei conglomerati bituminosi (W. Van Dijk, H. Moreaud, A. Quederville e P. Uge, 1972; A.A. Tayebali, G.M. Rowe e S.B. Sousa, 1992).

Tale approccio, che prescinde dal modo di esecuzione della prova a fatica, è basato sulla valutazione dell'energia W_f dissipata durante un ciclo di carico, rappresentata dall'area compresa all'interno della curva chiusa $\sigma - \varepsilon$ relativa a detto ciclo e dovuta alle componenti di deformazione di natura viscosa del legante. Il valore cumulativo dell'energia dissipata a rottura W_{N_f} dopo N_f cicli può essere quindi messo in relazione con la durata a fatica del conglomerato bituminoso con una relazione del tipo:

$$W_{N_f} = A \cdot (N_f)^z.$$

Possiamo individuare l'energia di deformazione cumulativa dissipata a rottura W_{N_f} , il numero di cicli di carico a rottura N_f e due coefficienti desunti sperimentalmente A e z , specifici per ogni miscela.

Partendo da considerazioni di carattere energetico analoghe si possono rendere esplicite le relazioni esistenti tra il comportamento a frattura del bitume e la

durata a fatica del conglomerato bituminoso di cui fa parte (D.A. Anderson et al., 1993). Inoltre, sono state proposte alcune relazioni di fatica generalizzate che includono nella loro espressione, insieme ad altre variabili, sia ε_t che W_{N_f} (A.A. Tayebali et al., 1993).

3.3.4 CORRELAZIONI TRA CARATTERISTICHE DI RESISTENZA E PARAMETRI VOLUMETRICI DEI CONGLOMERATI BITUMINOSI

Come già analizzato per le caratteristiche tenso-deformative, anche le caratteristiche di resistenza sono fortemente influenzate dalla volumetria della miscela e dalle caratteristiche delle fasi costituenti.

Sono state proposte diverse relazioni analitiche e grafiche per la valutazione diretta dell'influenza della composizione del conglomerato bituminoso sul suo comportamento a fatica (J. Verstraeten, 1974; K.E. Cooper e P.S.Pell, 1974). Verstraeten (1974), per esempio, sulla base di uno studio sistematico di una cinquantina di differenti miscele ha definito l'espressione sintetica:

$$\varepsilon_t = L \cdot \frac{V_L}{V_L + \%v} \cdot \left(\frac{N_f}{10^6} \right)^{-0.21}$$

L'influenza della natura del bitume viene tenuta in conto grazie ad L e può essere calcolata tramite il suo modulo complesso ed un parametro che ne esprime la dipendenza dalla temperatura, mentre V_L e $\%v$ indicano rispettivamente il volume occupato dal legante e la percentuale dei vuoti.

La relazione precedente può essere scritta, mediante semplici operazioni algebriche, come:

$$\log(\varepsilon_t) = \log a + b \cdot \log(N_f)$$

dove $a = L \cdot \frac{V_L}{V_L + \%v}$ e $b = -0.21$.

Graficamente:

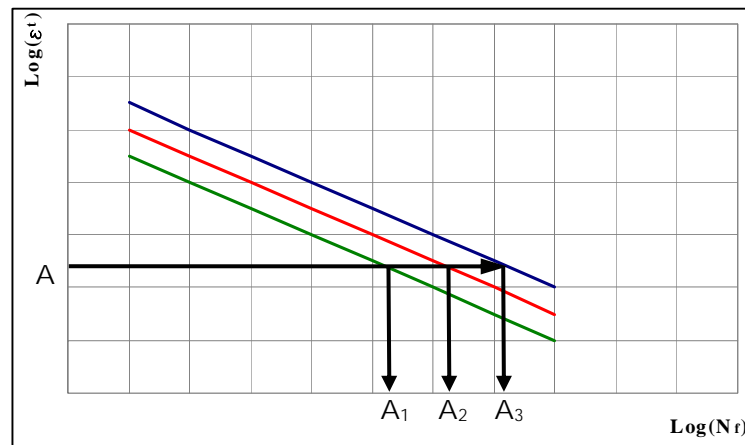
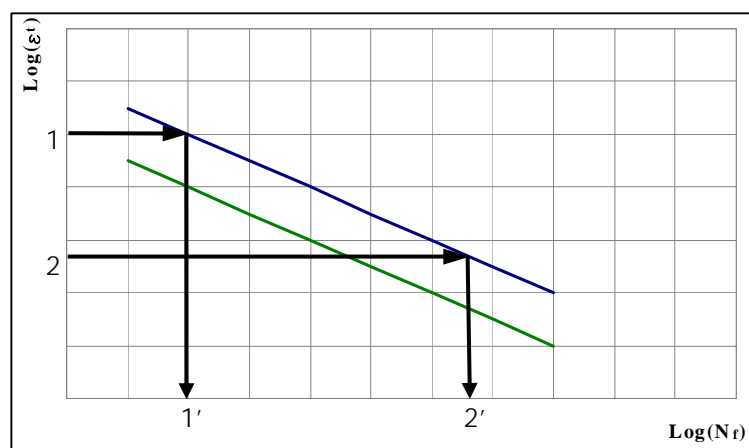


Grafico 3.3.4.1: Dipendenza dei cicli di carico a rottura dalle caratteristiche volumetriche

Possiamo facilmente osservare (Grafico 3.3.4.1) come le caratteristiche volumetriche influenzino notevolmente la durata a fatica di un conglomerato bituminoso. Infatti, supponendo una miscela di riferimento (retta rossa), aumentando il volume di legante aumenta il parametro a (e quindi il termine $\log a$) e si osserva una traslazione della retta verso l'alto (retta blu), indice di un aumento della durata a fatica ($A_3 > A_2$), anche se ciò non è sempre vero, poiché un aumento del volume di bitume porta anche ad una diminuzione della rigidità del materiale con aumento seguente delle deformazioni e diminuzione della durata a fatica (Grafico 3.3.4.2). Invece, aumentando la percentuale dei vuoti ($\%v$), il parametro a diminuisce, inducendo una traslazione verso il basso della retta di fatica (retta verde) ed una conseguente diminuzione della durata a fatica della pavimentazione ($A_1 < A_2$).

Grafico 3.3.4.2: Dipendenza dei cicli di carico a rottura dal volume di legante V_L

A conforto di quanto detto in precedenza, ovvero che non sempre un aumento del volume di legante porta ad un conseguente aumento della durata a fatica del conglomerato bituminoso, si può notare, infatti (Grafico 3.3.4.2), come un aumento di V_L induca sì una traslazione verso l'alto della curva di fatica (retta blu) ma anche un incremento delle deformazioni ε_t ($1 > 2$) che si riflette in una diminuzione sensibile dei cicli di sollecitazione N_f che portano a rottura per fatica il conglomerato bituminoso ($1' < 2'$).

Esistono altri approcci sperimentali che correlano caratteristiche volumetriche dei conglomerati bituminosi alle loro caratteristiche di resistenza; a tal fine è opportuno ricordare il nomogramma di Bonnaure, Gravois e Udron (1980), in cui le grandezze in gioco sono il volume di legante (V_b) e l'indice di penetrazione dello stesso, il modulo di rigidezza del conglomerato bituminoso (S_{mix}), differenziato a seconda si tratti di prova a sollecitazione o deformazione imposta, ed il numero di cicli di carico ipotizzati che dovrebbero portare alla rottura per fatica del conglomerato bituminoso, ottenendo in questo modo il valore della deformazione iniziale.

Infine citiamo il modello della scuola di *Nottingham* (1985) in cui intervengono il volume di bitume V_b e la temperatura di Palla/Anello (SP_i) che mediante un procedimento grafico permettono di ricavare la retta di fatica. Da un punto di vista analitico:

$$\log \varepsilon_t = \frac{14.39 \cdot \log V_B + 24.2 \cdot \log SP_i - 46.06 - \log N}{5.13 \cdot \log V_B + 8.63 \cdot \log SP_i - 15.8};$$

$$\log N = 15.8 \cdot \log \varepsilon_t - 46.06 - (5.13 \cdot \log \varepsilon_t - 14.39) \cdot \log V_B - (8.63 \cdot \log \varepsilon_t - 24.2) \cdot \log SP_i$$

3.4 DURABILITÀ DEI CONGLOMERATI BITUMINOSI

La durabilità del conglomerato bituminoso rappresenta la sua capacità di resistere nel tempo alle variazioni delle proprie caratteristiche prestazionali indotte da fattori ambientali. È una proprietà fondamentale da prendere in esame, sia all'atto del mix-design sia durante i controlli in corso d'opera, poiché è essenziale che le caratteristiche prestazionali di una miscela soddisfino determinati requisiti durante l'intero decorso della vita utile della sovrastruttura di cui fanno parte.

Questa proprietà dipende in larga misura dall'evoluzione delle caratteristiche del legante nella sua massa ed all'interfaccia con l'aggregato e dall'effetto che l'umidità ha sul legame di adesione fra le due fasi costituenti.

La penetrazione di acqua all'interfaccia aggregato-bitume può avvenire mediante una diffusione attraverso i film di bitume, con una filtrazione attraverso le fessure presenti nella matrice legante e, quando essa è già presente all'interno dei pori dell'aggregato, con una migrazione verso l'esterno. In ciascuno di questi casi le molecole d'acqua entrano in competizione con il bitume per adsorbire sui siti attivi dell'aggregato e possono portare all'indebolimento e all'eventuale perdita del legame di adesione tra le due fasi. Tale fenomeno, detto *spogliamento (stripping)*, determina un decadimento delle proprietà meccaniche del conglomerato bituminoso che rischia in questo modo di perdere le caratteristiche proprie di coesività avvicinandosi al comportamento di un materiale non-legato.

Lo stripping può manifestarsi sotto forma di diversi dissesti della pavimentazione: creazione di ormaie, spostamento localizzato di materiale, fenomeni di sgranamento, fenomeni di fessurazione e formazione di corrugazioni.

Questi stessi deterioramenti e altri di tipo strutturale sono favoriti dal progressivo indurimento ed infragilimento che il bitume subisce nel tempo a seguito di una serie di fenomeni che ne alterano la composizione chimica e la struttura. L'insieme di tali fenomeni prende il nome di *invecchiamento* e dipende, oltre che dalla costituzione chimica delle varie fasi, da una serie di fattori che riguardano sia la tecnologia di miscelazione e messa in opera che le caratteristiche volumetriche della miscela compattata.

Il primo indurimento significativo del bitume ha luogo nella camera di miscelazione dove esso viene esposto per breve tempo ad un flusso d'aria la cui temperatura può essere compresa tra i 135 ed i 160°C e dove viene in contatto con aggregati aventi uguale temperatura. Per effetto di fenomeni di ossidazione, volatilizzazione e polimerizzazione dei componenti più leggeri si ha una variazione delle proprietà reologiche del legante, la cui entità dipende, oltre che dalla sua composizione, essenzialmente dalla temperatura. Inoltre, per effetto del valore elevato di quest'ultima, il processo di indurimento continua, sebbene ad una velocità inferiore, durante lo stoccaggio, il trasporto e la messa in opera della miscela. Dopo che la miscela si è raffreddata e la pavimentazione viene aperta al traffico l'evoluzione del legante prosegue con un gradiente ancora più ridotto per i primi anni sino a che la pavimentazione non giunge a condizioni prossime della sua densità

limite per effetto del traffico veicolare. Successivamente l'invecchiamento procede assai lentamente.

Per la valutazione della resistenza all'invecchiamento del legante durante le operazioni di miscelazione e di stesa (invecchiamento a breve termine) ed in servizio (invecchiamento a lungo termine) sono state messe a punto moltissime procedure sperimentali, la maggior parte delle quali sono basate sulla valutazione di alcune caratteristiche fisiche e/o reologiche del bitume prima e dopo un trattamento termico di invecchiamento standardizzato.

Fra le procedure per lo studio dell'invecchiamento a breve termine ricordiamo il *Thin-Film Oven Test* (TFOT, Annual Book of ASTM Standards), il *Rolling Thin-Film Oven Test* (RTOT, Annual Book of ASTM Standards) ed il *Rotating Flask Test* (DIN Taschenbuch "Strassenbauarbeiten VOB/StLB/STLK"), che si differenziano tra di loro per durata del trattamento, per temperatura di trattamento, per sistema di riscaldamento utilizzato e per quantitativo di legante trattato.

Per esprimere invece valutazioni a riguardo della durabilità del legante a lungo termine sono mancate per molto tempo metodologie sperimentali sufficientemente affidabili. Poco più di dieci anni or sono fu sviluppata a tal fine una procedura di invecchiamento ad alta pressione che utilizza un'apparecchiatura denominata *Pressure Aging Vessel* (PAV, T.W. Kennedy, 1993; D.A. Anderson et al., 1993). Mantenendo i residui del RTOT in un apposito contenitore per 20 ore ad una pressione di 2.07 MPa e ad una temperatura di 90-110°C, si riesce a simulare l'invecchiamento che il legante subisce in un periodo di esercizio di circa cinque anni in diverse condizioni climatiche.

L'entità dell'invecchiamento indotto, a fini prestazionali, è opportuno che sia valutata analizzando le variazioni che subisce il modulo complesso del legante, delle sue componenti G' e G'' e delle caratteristiche a rottura del bitume (Figura 3.4.1), piuttosto che analizzando eventuali cambiamenti della penetrazione a 25°C o della viscosità (legati a considerazioni di tipo prescrittivo e non prestazionale).

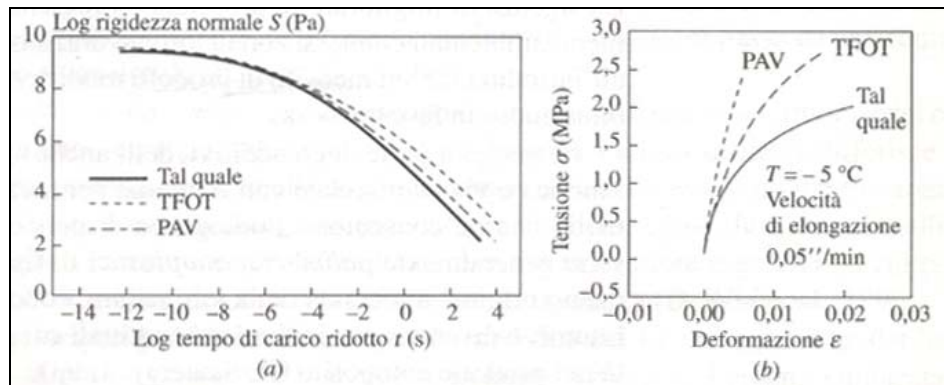


Figura 3.4.1: Variazione del comportamento reologico e a rottura di un bitume al crescere della severità del trattamento di invecchiamento (D.A. Anderson et al., 1993)

Per quanto concerne infine la suscettività all'acqua del legame di adesione di un sistema aggregato-bitume essa viene valutata effettuando diversi tipi di prove che possono essere distinte in fondamentali e simulative.

In quelle fondamentali vengono misurate proprietà chimico-fisiche mediante tecniche di adsorbimento e desorbimento o mediante procedure per la valutazione dell'angolo di contatto tra le due fasi in varie condizioni (C.W. Curtis, K. Ensley e J. Epps, 1993). Le prove simulative invece, più diffuse e di più semplice interpretazione, comportano una valutazione a livello macroscopico dell'effetto che l'immersione in acqua, per un periodo definito e ad una certa temperatura, ha sulle proprietà meccaniche dei conglomerati bituminosi. È il caso delle metodologie Tunnicliff e Root (1983), della prova Lottmann (1978) e delle prove Marshall effettuate dopo immersione in acqua per 24 ore.

CAPITOLO 4 – LAVORABILITÀ E METODOLOGIE DI COMPATTAZIONE DI LABORATORIO

4.1 INTRODUZIONE

Nel capitolo §3 non si è fatto riferimento ad una delle caratteristiche fondamentali dei conglomerati bituminosi, non certo per lacuna, ma in quanto oggetto principale di questo lavoro di ricerca, cui pertanto si è deciso di dare uno spazio più consono, la *lavorabilità*.

Prima di approfondire il concetto di lavorabilità, è opportuno sottolineare il motivo di questa importanza. Come si è visto nei paragrafi §3.3.2 e §3.3.4 le caratteristiche tenso-deformative e quelle di resistenza di un conglomerato bituminoso sono fortemente influenzate dalla volumetria dello stesso, in particolare dalla percentuale dei vuoti. Un valore troppo elevato o troppo esiguo di questi rischia

di provocare effetti deleteri sulla pavimentazione in esercizio e, prima ancora, notevoli difficoltà durante la stesa.

È pertanto fondamentale, soprattutto dopo l'introduzione delle metodologie prestazionali di mix-design (l'approccio Superpave proposto da SHRP), riuscire ad analizzare attentamente le caratteristiche di addensabilità e compattazione dei conglomerati bituminosi, a tutti gli effetti aventi stessa nobiltà delle caratteristiche tenso-deformative e di resistenza. Questo è possibile cercando di approfondire e migliorare quelle che sono le attuali conoscenze sulla lavorabilità dei conglomerati bituminosi.

4.2 LAVORABILITÀ: PRINCIPI GENERALI

La lavorabilità rappresenta un pre-requisito di un conglomerato bituminoso. Trascurarne o sottovalutarne l'importanza porterebbe ad un deterioramento preoccupante delle caratteristiche tenso-deformative, di resistenza e di durabilità dei conglomerati bituminosi. Inoltre porterebbe a notevoli problematiche durante le operazioni di stesa del materiale stesso.

Da un punto di vista lessicale per lavorabilità si intende "...la capacità di un materiale o comunque di una miscela di muoversi e deformarsi sotto l'azione di una forza. Nella tecnica dei conglomerati cementizi rappresenta la proprietà dell'impasto di assumere con maggiore o minore facilità la forma desiderata durante il getto..." (Lessico Universale Italiano, tomo XI); con le dovute modifiche possiamo adattare questa definizione anche al nostro caso specifico, intendendo come lavorabilità di un conglomerato bituminoso *l'attitudine di una miscela ad essere addensata più o meno facilmente con i normali mezzi d'opera, ovvero la capacità del materiale di assumere configurazioni più o meno chiuse per effetto di una pressione esterna imposta.*

Essa è associata alla *fluidità* della miscela e, come qualunque altra caratteristica dei conglomerati bituminosi, deve essere attentamente valutata, progettata e verificata.

Entrando più nello specifico, la messa in opera di un conglomerato bituminoso avviene "*vincendo*" la forza di taglio intergranulare della miscela stessa:

$$\tau = c + \delta \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

ove possiamo distinguere la coesione c (rappresenta la fase legante, il contributo apportato dal bitume) e il contributo dovuto agli aggregati ($\delta \cdot tg \varphi$). Come detto in precedenza, tale valore di resistenza al taglio non deve essere troppo alto (in quanto sarebbe difficile da superare con i mezzi d'opera) né tanto meno troppo basso (poiché il conglomerato non terrebbe la forma una volta steso).

Ovviamente, come tutte le grandezze relative ai conglomerati bituminosi ed al bitume, anche nel caso della lavorabilità sono molteplici i fattori che ne influenzano l'entità. In primo luogo la *granulometria* e il *grado di angolarità* degli aggregati, in quanto essi intervengono sull'angolo di attrito interno φ in maniera marcata (gli aggregati di frantumazione hanno sì una resistenza maggiore, ma causano una minor lavorabilità in quanto si complica il mutuo scorrimento dei granuli di inerte). Sempre con riferimento agli aggregati, un fattore molto importante risulta essere il *diametro massimo* degli inerti, poiché un suo aumento porta ad un aumento del volume degli aggregati e quindi della miscela, con un conseguente aumento della resistenza a taglio della miscela stessa. Per quanto concerne il *legante*, un aumento della percentuale di bitume inizialmente porta benefici in termini di lavorabilità (effetto "*lubrificante*", permettendo un più facile scorrimento dei granuli), ma una volta raggiunto il valore ottimale, qualunque aumento risulta essere deleterio (aumento della viscosità del mastice che porta la miscela vicino a condizioni di plasticità, *squeezing*).

Esistono però anche fattori esterni che possono influenzare la lavorabilità quali temperatura (un aumento di essa porta ad una diminuzione della viscosità del mastice e quindi ad una maggiore facilità di addensamento della miscela), spessore dello strato da mettere in opera e modalità d'uso dei mezzi d'opera (Grafico 4.2.1):

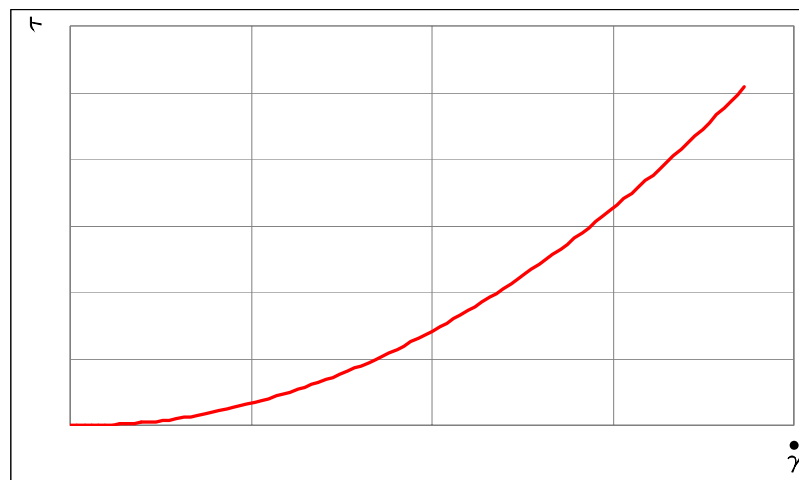


Grafico 4.2.1: Dipendenza della lavorabilità dai mezzi d'opera

Si può osservare come la legge che lega $\tau - \dot{\gamma}$ sia una legge di tipo dilatante, e la viscosità η (identificabile come la pendenza della curva per ogni coppia di valori $\tau - \dot{\gamma}$) cresca al crescere di $\dot{\gamma}$, pertanto per avere una minor viscosità (e una minor resistenza a taglio quindi) è necessario diminuire la velocità di compattazione dei mezzi d'opera (strettamente correlata a $\dot{\gamma}$).

Mentre per i conglomerati cementizi esistono standard di prova consolidati per la valutazione della lavorabilità, basti pensare allo *slump test* o *cono di Abrams* per i calcestruzzi e la prova di *spandimento su piastra* per i Controlled Low Strength Materials o CLSM's (malte cementizie fluide a bassa resistenza), per quanto concerne i conglomerati bituminosi bisogna necessariamente fare affidamento esclusivamente sulle metodologie di compattazione di laboratorio.

4.3 METODOLOGIE TRADIZIONALI DI COMPATTAZIONE DI LABORATORIO

Per valutare le caratteristiche di un conglomerato bituminoso (siano esse volumetriche, tenso-deformative o di resistenza) è necessario costipare campioni di materiale in laboratorio (o utilizzare carote prelevate direttamente sulla pavimentazione), compattazione che in taluni casi permette di valutare le caratteristiche di lavorabilità del conglomerato stesso.

Esistono molteplici tecniche di compattazione di laboratorio, dalle più "antiche" ed utilizzate alle più recenti e maggiormente simulate, cui ormai è fondamentale fare riferimento per i motivi che successivamente verranno illustrati.

Nell'analizzare brevemente le più comuni tecniche di compattazione di laboratorio non si può non iniziare dalla *tecnica Marshall*: la metodologia di compattazione Marshall nacque durante la Seconda Guerra Mondiale per esigenze belliche e deve il suo nome al militare americano che la inventò. È una tecnica che non è mirata all'analisi dell'addensabilità di una miscela in conglomerato bituminoso, ma, convenzionalmente, è utilizzata per valutarne le proprietà meccaniche (*stabilità e scorrimento*).

Si opera su provini cilindrici di diametro standardizzato di 101.6 mm, ed il costipamento viene effettuato mantenendo la miscela ad una temperatura sufficientemente elevata, funzione della viscosità del legante, mediante un pestello standardizzato (con massa battente pari a 4.536 kg) che cade da un'altezza di 457.2 mm per 75 volte su ciascuna faccia del campione in conglomerato bituminoso. Per garantire le condizioni di equiviscosità del legante le temperature di miscelazione e costipamento devono essere tali da assicurare rispettivamente una viscosità assoluta pari a 1.7 ± 0.2 poise e di 2.8 ± 0.3 poise (Tabella 4.3.1):

BITUME	TEMPERATURE DI EQUIVISCOSITÀ	
	Miscelazione	Costipamento
40/50	$165 \pm 5^{\circ}\text{C}$	$155 \pm 5^{\circ}\text{C}$
60/80	$158 \pm 5^{\circ}\text{C}$	$148 \pm 5^{\circ}\text{C}$
80/100	$152 \pm 5^{\circ}\text{C}$	$142 \pm 5^{\circ}\text{C}$
180/200	$141 \pm 5^{\circ}\text{C}$	$131 \pm 5^{\circ}\text{C}$

Tabella 4.3.1: Temperatura di miscelazione e costipamento della tecnica Marshall (CNR n°30)

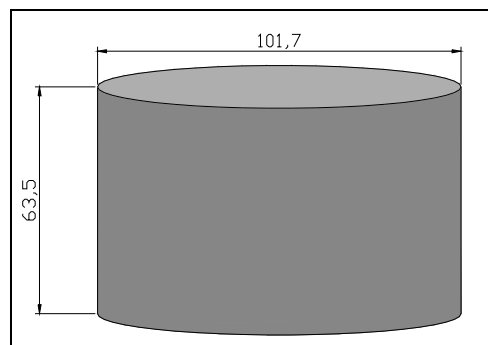


Figura 4.3.1: Campione Marshall

I limiti di questa tecnica sono evidenti (pur rimanendo una tecnica ancor oggi molto utilizzata e notevolmente presente nei capitolati). In primo luogo si può notare come l'azione costipante sia un'azione di tipo impulsivo ed esclusivamente verticale (l'effetto di costipamento si ottiene esclusivamente con l'avvicinamento dei granuli), non simulando quindi la ridistribuzione e la riorganizzazione dei granuli di miscela che avviene in situ sotto l'azione costipante dei normali mezzi d'opera (che accoppiano

ad una forza di azione verticale anche un'azione di taglio). Inoltre non permette in alcun modo di valutare come progredisce l'addensamento della miscela, non fornendo pertanto alcun valore sulle caratteristiche di lavorabilità, eccezion fatta ovviamente per i valori finali.

Un piccolo passo in avanti può essere rappresentato dalla *compattazione vibrante* ove il campione di conglomerato bituminoso viene assestato mediante l'azione vibratoria di una testa di carico posizionata sulla superficie del campione stesso; pur ottenendo la tipica azione vibratoria che è esercitata dai rulli di cantiere, anche in questo caso non si riesce ad ottenere il mutuo effetto di scavalcamento dei granuli della miscela:

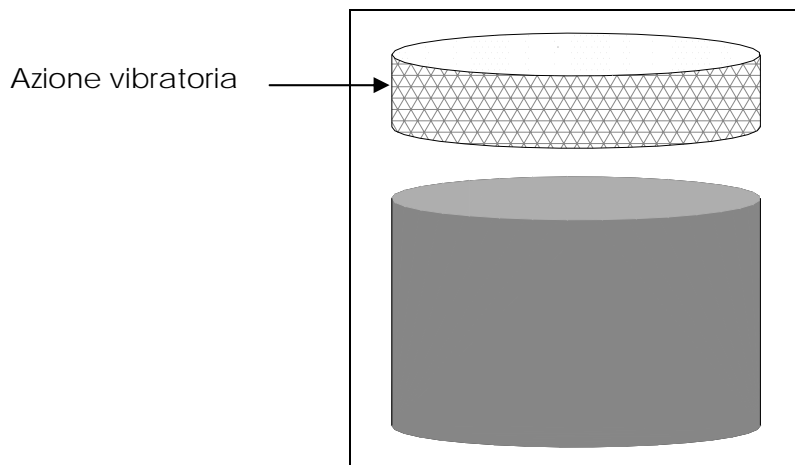


Figura 4.3.2: Compattazione vibrante

Si può ottenere un miglioramento da un punto di vista simulativo facendo ricorso ai *rulli di laboratorio*, tramite cui si possono confezionare vere e proprie lastre di conglomerato bituminoso, che per essere analizzate devono però successivamente essere suddivise in campioni cilindrici (carote) o prismatici (travetti). È sicuramente la metodologia che si avvicina maggiormente a ciò che avviene in situ, la più simulativa, ma presenta problematiche di carattere economico e di prelievo dei campioni.

4.4 L'APPROCCIO SUPERPAVE (SHRP) NEL MIX-DESIGN DEI CONGLOMERATI BITUMINOSI

Il grande passo in avanti nella caratterizzazione e nello studio dei conglomerati bituminosi si è avuto con la comparsa del sistema di caratterizzazione dei bitumi proposto da SHRP e con il conseguente approccio innovativo del mix-design denominato SUPERPAVE (Superior Performing Asphalt Pavement).

La grande innovazione risiede nel fatto che in questo caso ci troviamo di fronte ad un vero e proprio mix-design di tipo prestazionale, che si distacca completamente (sia in termini di materiali che in termini di tecnologie e procedure utilizzate) da quelli precedentemente utilizzati (ad esempio quello Marshall), in cui, oltre a non esserci specifiche sulla *lavorabilità* (facendo riferimento a proprietà legate ad essa e non basate direttamente su di essa), si *prescrivevano* tantissime indicazioni sui materiali utilizzati ma carenti informazioni sul materiale compattato.

Le caratteristiche peculiari di questo sistema innovativo sono molte: innanzitutto è un sistema comune a tutti i conglomerati bituminosi di tipo chiuso ed è indipendente dalla natura del bitume utilizzato (*univocità e semplicità di utilizzo*), inoltre è applicabile alle miscele bituminose costituenti tutti gli strati (ricordando come fino a poco tempo fa, capitolati molto utilizzati in Italia come quello ANAS non prescrivevano lo strato di collegamento o *binder*).

Come nel sistema di accettazione dei bitumi proposto da SHRP, anche l'apparato SUPERPAVE, come ricordato in precedenza, sviluppa un approccio di tipo prestazionale e non più prescrittivo: infatti, il proporzionamento dei costituenti la miscela bituminosa prende in considerazione le *condizionali ambientali* (temperatura e umidità), la *tipologia ed i fenomeni di dissesto* (per poter definire dei criteri di scelta grazie a cui minimizzare tali dissesti) e i livelli di traffico cui la sovrastruttura futura sarà soggetta. Tutte le proprietà che vengono utilizzate ed analizzate nel sistema SUPERPAVE permettono quindi di quantificare la risposta dei materiali nelle condizioni di servizio *direttamente* (analizzando parametri come lavorabilità e rigidità del conglomerato bituminoso in oggetto) ed *indirettamente* (osservando caratteristiche come i vuoti nella miscela secca di aggregati, VMA, ad esempio).

L'approccio SUPERPAVE si articola in tre livelli successivi (con struttura rigidamente gerarchica):

- LIVELLO 1: il più semplice, esclusivamente di tipo volumetrico facente riferimento alle *Performance Related* (proprietà correlate alle prestazioni);
- LIVELLO 2: il livello intermedio, sempre a carattere volumetrico ma con accenni meccanici;
- LIVELLO 3: il più completo ed approfondito, a carattere volumetrico-meccanico, con riferimento alla *Performance Based* (proprietà basate direttamente sulle prestazioni), oltre che alle sopracitate *Performance Related*.

In Figura 4.4.1 si può osservare il flusso logico del sistema SUPERPAVE:

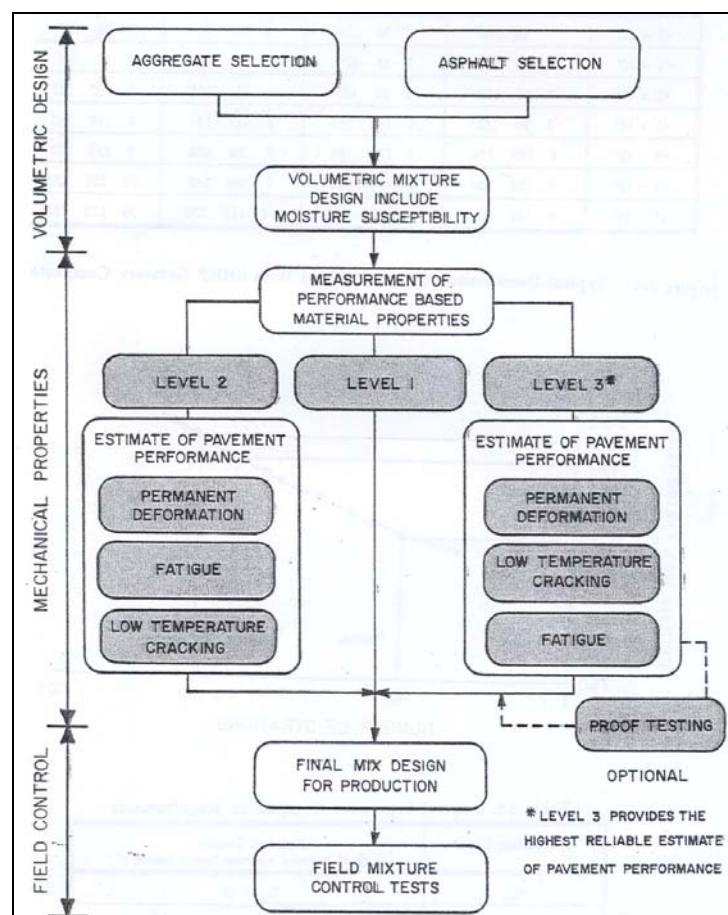


Figura 4.4.1: Flow Chart SUPERPAVE mix-design

Sono evidenti le differenze tra i vari Livelli e si può osservare la netta distinzione del sistema in tre blocchi distinti: un iniziale design volumetrico (comune a tutti i Livelli), l'analisi delle proprietà meccaniche ed infine un controllo di campo delle proprietà della miscela.

La scelta di un livello piuttosto che un altro è anche in questo caso, se così si può definire, di tipo prestazionale, infatti, è basata sull'importanza della sovrastruttura in oggetto. Infatti, indicando come *ESALs* il numero di passaggi di un asse standard da 80 kN, ad ogni livello di traffico equivalente corrisponde un livello di approfondimento del progetto della miscela (Tabella 4.4.1):

ESALs	LIVELLO DI MIX-DESIGN
< 10 ⁶	Livello 1
< 10 ⁷	Livello 2
> 10 ⁷	Livello 3

Tabella 4.4.1: Scelta del livello di mix-design SUPERPAVE

4.4.1 IL METODO VOLUMETRICO (LIVELLO 1 SUPERPAVE): SCELTA DEI MATERIALI COSTITUENTI

Cerchiamo di analizzare ora più nel dettaglio il primo Livello SUPERPAVE: la grande innovazione risiede nell'utilizzo di una nuova metodologia di compattazione dei conglomerati bituminosi, la *Pressa a Taglio Giratorio*, il cui utilizzo e le cui peculiarità approfondiremo nei paragrafi successivi.

Il primo step è rappresentato dal processo di selezione degli aggregati, molto più rigido rispetto a quanto avveniva con i precedenti mix-design; esso si basa su diversi requisiti:

- *Granulometria*: vengono definiti, in funzione dello strato, un *diametro nominale massimo* degli aggregati (rappresentato dal primo crivello o setaccio cui corrisponde un trattenuto maggiore del 10%) ed un *diametro massimo* (delineato dal crivello o setaccio immediatamente precedente quello relativo al diametro nominale massimo). Non viene data una precisa distribuzione granulometria, ma in base al diametro nominale massimo si suggerisce una *carta di controllo* provvista di alcuni punti di controllo entro cui far passare (o non far passare, *restricted zone*) la curva granulometria (Figura 4.4.1.1);

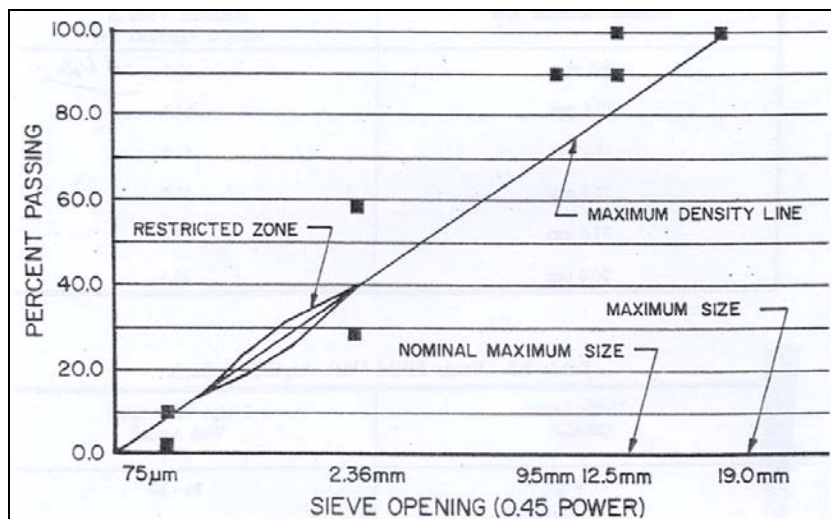


Figura 4.4.1.1: Carta di controllo

➤ *Angolarità dell'aggregato grosso (Coarse aggregate angularity criteria):*

PROFONDITÀ DALLA SUPERFICIE		
ESALs	< 100 mm	> 100 mm
< 3E ⁵	55/-	-/-
< 1E ⁶	65/-	-/-
< 3E ⁶	76/-	50/-
< 1E ⁷	85/80	60/-
< 3E ⁷	95/90	80/75
< 1E ⁸	100/100	95/90
> 1E ⁸	100/100	100/100

Tabella 4.4.1.1: Angolarità dell'aggregato grosso

Per aggregato grosso (coarse aggregate) si intende l'inerte trattenuto al setaccio con apertura di maglia 2.36 mm. Come si evince dalla Tabella 4.4.1.1, i requisiti di questa frazione di aggregato sono dipendenti dal livello di traffico e dalla profondità dalla superficie della sovrastruttura in oggetto. Tali requisiti sono rappresentati dalle percentuali in peso del materiale che presenti almeno una superficie o due superfici di rottura (infatti, la denominazione 85/80 ad esempio indica un materiale avente 85% di aggregato con una superficie di rottura e 80%

con due superfici di rottura), intendendo per *superficie di rottura una superficie avente proiezione pari ad almeno il 25% della proiezione dell'intero aggregato*. Questa prescrizione è molto importante in quanto si preferisce l'utilizzo di aggregati di frantumazione (piuttosto che di origine alluvionale) in quanto in tal modo si aumenta la resistenza del conglomerato bituminoso all'accumulo delle deformazioni permanenti;

➤ *Angolarità dell'aggregato fine (Fine aggregate angularity criteria):*

PROFONDITÀ DALLA SUPERFICIE		
ESALs	< 100 mm	> 100 mm
< 3E ⁵	-	-
< 1E ⁶	40	-
< 3E ⁶	40	40
< 1E ⁷	45	40
< 3E ⁷	45	40
< 1E ⁸	45	45
> 1E ⁸	45	45

Tabella 4.4.1.2: Angolarità dell'aggregato fine

L'aggregato fine (fine aggregate) è ovviamente il materiale passante al setaccio con apertura di maglia 2.36 mm. In questo caso il requisito richiesto (Tabella 4.4.1.2) è rappresentato dalla percentuale dei vuoti della frazione fine debolmente compattata da superare;

➤ *Contenuto d'argilla (Clay content criteria):*

ESALs	EQUIVALENTE IN SABBIA
< 3E ⁵	40
< 1E ⁶	40
< 3E ⁶	40
< 1E ⁷	45

ESALs	EQUIVALENTE IN SABBIA
< 3E ⁷	45
< 1E ⁸	50
> 1E ⁸	50

Tabella 4.4.1.3: Contenuto d'argilla

La presenza di argilla (clay content) rappresenta un indicatore della pulizia dell'aggregato e si valuta mediante la tradizionale prova dell'equivalente in sabbia; ovviamente tali impurità devono essere ridotte ed è per questo che l'equivalente in sabbia deve essere superiore ai valori riportati in Tabella 4.4.1.3;

➤ *Presenza di aggregati sottili ed allungati (Thin and elongated particles criteria):*

ESALs	MASSIMA PERCENTUALE CONSENTITA
< 3E ⁵	-
< 1E ⁶	-
< 3E ⁶	10
< 1E ⁷	10
< 3E ⁷	10
< 1E ⁸	10
> 1E ⁸	10

Tabella 4.4.1.4: Presenza di aggregati allungati

Per aggregato sottile ed allungato (thin aggregate) si intende un aggregato il cui rapporto fra le due dimensioni che lo caratterizzano risulta essere superiore al valore 5. È importante che la percentuale di questi aggregati sia il più piccola possibile in quanto la loro presenza crea notevoli problematiche inerenti alla lavorabilità della miscela (seri problemi di addensamento);

È opportuno osservare come già nella scelta degli aggregati vi siano notevoli differenze con le precedenti metodologie di mix-design, in particolare la totale

assenza di prove meccaniche sugli aggregati (come la prova Los Angeles ad esempio) poiché le caratteristiche meccaniche vengono esclusivamente, e più correttamente da un punto di vista prestazionale, valutate sulla miscela costipata.

Parallelamente alla scelta dello scheletro litico del conglomerato bituminoso, si deve procedere alla scelta del legante più appropriato, scelta che, in perfetta sinergia con la caratterizzazione SHRP dei bitumi, avviene valutando le temperature massime e minime di progetto della pavimentazione:

PERFORMANCE GRADE (PG)	TEMPERATURA MASSIMA (Media mobile su 7 giorni)	TEMPERATURA MINIMA (Valore assoluto)
PG 46	46	-34
		-40
		-46
PG 52	52	-10
		-16
		-22
		-28
		-34
		-40
PG 58	58	-46
		-16
		-22
		-28
		-34
PG 64	64	-40
		-10
		-16
		-22
		-28
		-34
PG 64	64	-40
		-34
		-28
		-22
		-16

PERFORMANCE GRADE (PG)	TEMPERATURA MASSIMA (Media mobile su 7 giorni)	TEMPERATURA MINIMA (Valore assoluto)
PG 70	70	-10
		-16
		-22
		-28
		-34
		-40
PG 76	76	-10
		-16
		-22
		-28
		-34
PG 82	82	-10
		-16
		-22
		-28
		-34

Tabella 4.4.1.5: Performance-Graded Asphalt Binder Specification (SHRP)

Ogni classe prestazionale di bitume, come si deduce dalla Tabella 4.4.1.5, è identificata da una coppia di temperature, in cui la prima rappresenta la temperatura massima di progetto della pavimentazione, desunta da quella massima dell'aria come media mobile (sulla base di sette giorni per dati di venti anni di rilievi), mentre la seconda rappresenta la temperatura minima di progetto della pavimentazione, calcolata dal valore medio delle temperature minime dell'aria registrate negli ultimi vent'anni antecedenti la costruzione dell'infrastruttura in oggetto. La differenza di valutazione delle due temperature (minima e massima di progetto della pavimentazione) risiede nella natura prestazionale intrinseca del sistema SUPERPAVE: come già in più occasioni accennato, ciò che questo nuovo approccio ha cercato (e cerca tutt'ora) di perseguire è la minimizzazione dei dissesti

in opera delle pavimentazioni; in virtù di ciò anche la scelta delle temperature di progetto deve essere valutata secondo tali dettami e pertanto se alle alte temperature il fenomeno ammalorante che più preoccupa è l'accumulo di deformazioni permanenti, poiché esso rappresenta un fenomeno incrementale e non istantaneo, risulta pienamente sensato mediare i valori massimi delle temperature dell'aria; d'altro canto, se la preoccupazione maggiore alle basse temperature è il fenomeno della fessurazione per origine termica (questo sì un fenomeno di tipo istantaneo e non incrementale) è evidente che si debbano valutare le temperature minime in assoluto.

Una volta proceduto alla scelta di aggregati (tre o quattro assortimenti granulometrici che rispettino la carta di controllo) e legante, il sistema SUPERPAVE detta dei criteri di accettazione/proporzionamento sul mastice (*dust proportion criteria*), in quanto, come sottolineato nei precedenti capitoli, il mastice caratterizza notevolmente la lavorabilità e le caratteristiche tenso-deformative e di resistenza della miscela in conglomerato bituminoso:

ESALS	RAPPORTO MASSA FILLER/MASSA BITUME
< 3E ⁵	0.6 – 1.2
< 1E ⁶	0.6 – 1.2
< 3E ⁶	0.6 – 1.2
< 1E ⁷	0.6 – 1.2
< 3E ⁷	0.6 – 1.2
< 1E ⁸	0.6 – 1.2
> 1E ⁸	0.6 – 1.2

Tabella 4.4.1.6: Criteri di accettazione del mastice

4.4.2 IL METODO VOLUMETRICO (LIVELLO 1 SUPERPAVE): SCELTA DELLA MISCELA OTTIMALE

Come inizialmente premesso, una grande innovazione del sistema SUPERPAVE, è stato l'utilizzo di una nuova metodologia di compattazione denominata

compattazione giratoria, in cui ci addenteremo nel capitolo successivo; è opportuno però accennare già in questo paragrafo ad essa in quanto strettamente richiesto dalla metodologia SUPERPAVE.

Questo innovativo approccio al mix-design prescrive, infatti, la determinazione di tre parametri preliminari, che rappresentano il numero di giri della pressa giratoria da utilizzare per la compattazione dei campioni di conglomerato bituminoso, la cui miscela è stata individuata come chiarito in questo paragrafo:

- **N_{INIT}**: rappresenta il numero di giri della pressa giratoria per stabilire l'addensamento iniziale della miscela (caratterizzante di un utilizzo di una struttura litica più o meno ottimale e di una lavorabilità ottimale);
- **N_{DESIGN}**: rappresenta il numero di giri della pressa giratoria necessarie per il raggiungimento delle condizioni di addensamento di progetto (è una condizione che individua il comportamento del conglomerato bituminoso in esercizio ottimale);
- **N_{MAX}**: rappresenta il numero di giri della pressa giratoria che permettono il conseguimento della condizione di massimo addensamento (che si riflette nella sovrastruttura in quelli che sono i fenomeni di post-compattazione).

Per la determinazione di questi tre parametri si fa riferimento ai vati livello di traffico, come per la scelta degli aggregati, ed alla temperatura massima di progetto della pavimentazione, come per il legante (Tabella 4.4.2.1):

ESALS	TEMPERATURA MASSIMA (Media mobile su 7 giorni, °C)											
	< 39			39 – 41			41 – 43			43 – 45		
	N _I	N _D	N _M	N _I	N _D	N _M	N _I	N _D	N _M	N _I	N _D	N _M
< 3E5	7	68	104	7	74	114	7	78	121	7	82	127
< 1E6	7	76	117	7	83	129	7	88	138	8	93	146
< 3E6	7	86	134	8	95	150	8	100	158	8	105	167
< 1E7	8	96	152	8	106	169	8	113	181	9	119	192
< 3E7	8	109	174	9	121	195	9	128	208	9	135	220
< 1E8	9	126	204	9	139	228	9	146	240	10	153	253
> 1E8	9	143	235	10	158	262	10	165	275	10	172	288

Tabella 4.4.2.1: Determinazione di N_{INITIAL}, N_{DESIGN} e N_{MAX}

In corrispondenza di ciascuno di questi valori si ricava l'addensamento (che, come vedremo successivamente, viene definito *percentuale di compattazione*) che ovviamente dovrà soddisfare determinati requisiti (Tabella 4.4.2.2):

LIVELLO DI COMPATTAZIONE	PERCENTUALE DI COMPATTAZIONE RICHIESTA
N_{INITIAL}	$C_{\text{INITIAL}} < 89$
N_{DESIGN}	$C_{\text{DESIGN}} = 96$
N_{MAX}	$C_{\text{MAX}} < 98$

Tabella 4.4.2.2: Livelli di addensamento richiesti

Giunti a questo punto (determinati quindi i costituenti e i numeri di giri di compattazione richiesti), si procede con la scelta del quantitativo di legante di primo tentativo da utilizzare (mediante procedure SHRP) ed il costipamento dei campioni. La scelta della struttura litica ottimale avviene mediante considerazioni di tipo volumetrico sui valori di compattazione richiesta (Tabella 4.4.2.2) e sui vuoti nella miscela secca di aggregati (VMA, Tabella 4.4.2.3):

DIAMETRO NOMINALE MASSIMO	VMA
9.5 mm	≥ 15.0
12.5 mm	≥ 14.0
19.0 mm	≥ 13.0
25.0 mm	≥ 12.0
37.5 mm	≥ 11.0

Tabella 4.4.2.3: Requisiti sul VMA a N_{DESIGN}

Sulla miscela selezionata si devono fare alcune considerazioni sul livello di compattazione: difficilmente in corrispondenza di N_{DESIGN} si otterrà un livello di compattazione pari al 96%, ovvero una miscela la cui percentuale di vuoti residui sia pari al 4%. Da considerazioni generali, che svilupperemo successivamente, sulle cosiddette *curve di compattazione* si possono però stabilire degli incrementi percentuali del legante (ΔP_B , positivi o negativi) che permettono il raggiungimento teorico di questo valore:

$$P_{B_{ESTIMATED}} = P_{B_{TRIAL}} + \Delta P_B = P_{B_{TRIAL}} - 0.4 \cdot \Delta V_A$$

in cui con $P_{B_{TRIAL}}$ viene indicato la percentuale di legante di primo tentativo e con ΔV_A la differenza di percentuale di vuoti residui rispetto al 4% richiesto.

Determinata quindi la nuova percentuale di legante $P_{B_{ESTIMATED}}$, preparando quattro miscele con contenuto di legante nell'intorno di tale valore, si può determinare la miscela finale ottimale mediante analisi sui livelli di compattazione (Tabella 4.4.2.2), sul valore di VMA (Tabella 4.4.2.3) e sui vuoti riempiti da bitume (VFA, Tabella 4.4.2.4):

ESALs	VFA
< 3E ⁵	70-80
< 1E ⁶	65-78
< 3E ⁶	65-78
< 1E ⁷	65-75
< 3E ⁷	65-75
< 1E ⁸	65-75
> 1E ⁸	65-75

Tabella 4.4.2.3: Requisiti sul VFA N_{DESIGN}

Un ulteriore controllo richiesto è quello della *suscettività all'acqua* (norma AASHTO T283), che prescrive di realizzare con la miscela in conglomerato bituminoso così progettata dei campioni aventi un livello di compattazione pari al 93% (vuoti residui pari al 7%) da sottoporre a prove di trazione indiretta dopo immersione in acqua per 24 ore, analizzandone la perdita di resistenza che deve essere limitata al 30%.

CAPITOLO 5 – LA PRESSA A TAGLIO GIRATORIO: CARATTERISTICHE GENERALI E CENNI STORICI

5.1 INTRODUZIONE

Nei capitoli §3 e, soprattutto §4, si è osservato come lo studio della lavorabilità di una miscela in conglomerato bituminoso sia una caratteristica imprescindibile per garantire uno standard qualitativo elevato delle caratteristiche prestazionali di una sovrastruttura (caratteristica difficilmente valutabile con le tradizionali metodologie di compattazione di laboratorio). Con l'introduzione della metodologia di mix-design denominata SUPERPAVE è stato però introdotto l'utilizzo della *Pressa a Taglio Giratorio*, una metodologia di costipamento che, oltre a simulare maggiormente rispetto alle tecniche tradizionali ciò che avviene realmente sotto l'azione dei canonici rulli di

cantiere, permette di conoscere come l'addensamento, la lavorabilità, evolve durante tutto lo svilupparsi del fenomeno costipativo.

5.2 IL METODO DI COMPATTAZIONE GIRATORIA

La pressa a taglio giratorio ha rappresentato un'innovazione nella metodica di costipamento dei conglomerati bituminosi in laboratorio. Essa permette di preparare campioni cilindrici aventi caratteristiche di addensamento e di organizzazione interna dei granuli di aggregato molto simili a quelle ottenute in situ mediante la compattazione dei rulli di cantiere.

Il materiale viene collocato all'interno di una fustella metallica (avente dimensioni variabili) e sottoposto ad una pressione costante la cui direzione di applicazione risulta essere inclinata rispetto all'asse della fustella. Inoltre, durante il processo di compattazione, quest'ultima ruota attorno al proprio asse ad una velocità prefissata (Figura 5.2.1):

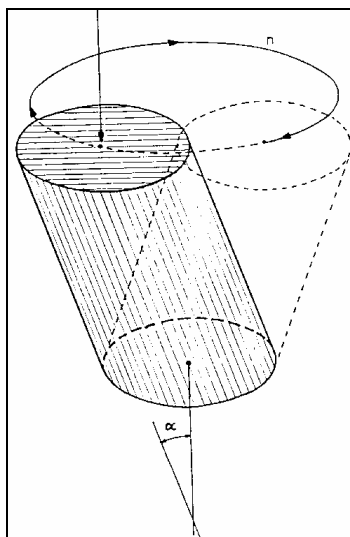


Figura 5.2.1: Schema della pressa giratoria

Come vedremo successivamente in maniera più approfondita, questa metodologia di compattazione fu introdotta nel 1939 in Texas e l'introduzione in ambito europeo si deve al lavoro dei ricercatori francesi del *Laboratoire des Ponts et Chaussées* che condusse alla definizione del primo protocollo di prova per la compattazione giratoria (1972).

Successivamente alla loro introduzione nel settore stradale le presse giratorie hanno avuto, sia in Europa che negli Stati Uniti, una progressiva evoluzione che ha portato ad una certa differenziazione delle procedure di prova, con la presenza, alla fine degli anni '80, di svariati prototipi presenti sul mercato.

Con la diffusione però della pressa giratoria in ambito internazionale, favorita come visto nel capitolo §4 dalla sua inclusione tra le apparecchiature del programma statunitense SHRP, si sono notevolmente ridotte le differenze esistenti tra i macchinari e le procedure utilizzate nei vari Paesi. Ciò è merito anche del contributo dato dalle attività di normalizzazione delle procedure di prova svolte nell'ambito del CEN (*Comité Européenne de Normalisation*), che ha portato alla definizione di protocolli che hanno "armonizzato" i vari approcci seguiti a livello europeo.

Esistono comunque ancora alcune differenze tra le specifiche tecniche imposte alle presse a taglio giratorio da parte dei vari enti di normazione (Tabella 5.2.1):

PARAMETRI	ASTM 4013	CEN TC 227	SHRP M-002	ASTM Draft 95	AS/NZS 2891.2.2
Diametro [mm]	100	100-150-160	100-150	150	100-150
Angolo [°]	6	-	1.25 ± 0.02	1.25 ± 0.02	2 ± 0.01 (Ø 100) 3 ± 0.01 (Ø 150)
Pressione [kPa]	Var	600 ± 10	600 ± 10	600 ± 18	240
Rotazione [giri/60 s]	60	6 - $32 \pm 10\%$	30 ± 0.5	30 ± 0.5	60

Tabella 5.2.1: Parametri di prova dei principali enti di normazione internazionali

È interessante osservare come la norma CEN non stabilisca a priori una velocità di rotazione, definendo però che questa non debba variare più del 10% nel corso della prova e che sia tale da fare terminare il processo di compattazione prima che si verifichi una riduzione di 10°C della temperatura iniziale. Questa prescrizione è in accordo con i principi guida della compattazione giratoria poiché, come verrà illustrato più in dettaglio successivamente, la velocità di rotazione ha una modesta influenza sulla densità finale del materiale.

Indipendentemente dalle particolari e specifiche impostazioni scelte per l'utilizzo della pressa giratoria, si è assolutamente concordi nell'attribuire ad essa una

netta superiorità rispetto alle altre tecniche di compattazione di laboratorio. Infatti, mediante l'impiego di tecniche impulsive quali la Marshall (paragrafo §4.3) viene indotto un progressivo avvicinamento dei granuli che si interrompe all'atto della formazione di zone di saldo contatto. Al contrario, la compattazione giratoria determina un mutuo incastro tra i grani di aggregato, formando nuove strutture granulari aventi una distribuzione di vuoti la cui forma ed entità è simile a quella che si registra in situ (Figura 5.2.2):

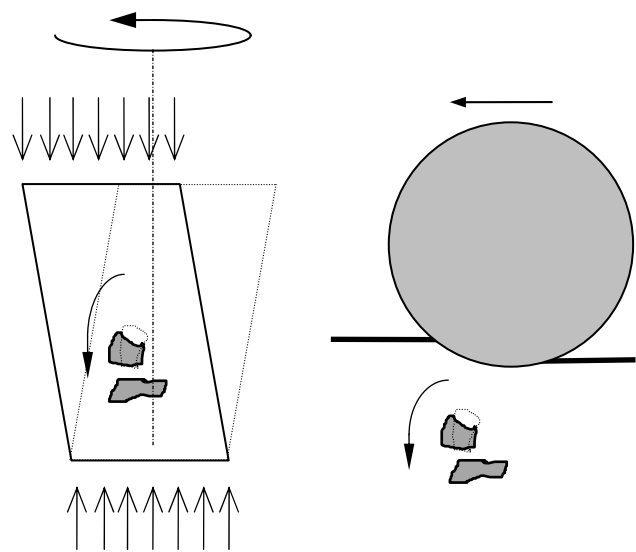


Figura 5.2.2: Analogia tra compattazione giratoria e costipamento in situ

L'idoneità della tecnica giratoria è confermata dai risultati di alcune indagini sperimentali svolte da Von Quintus (1989) e Button (1992) (Tabella 5.2.2):

METODOLOGIA DI COMPATTAZIONE	ANALOGIA DI PROPRIETÀ CON COMPATTAZIONE IN SITU	
	Von Quintus et al.	Button et al.
Pressa Giratoria (Texas gyratory shear compactor)	63%	73%
Compattatore a rullo gommato (Rolling wheel compactor)	49%	64%

METODOLOGIA DI COMPATTAZIONE	ANALOGIA DI PROPRIETÀ CON COMPATTAZIONE IN SITU	
	Von Quintus et al.	Button et al.
Compattatore ad impasto (Kneading compactor)	52%	64%
Compattatore a impasto vibrante (Vibratory kneading compactor)	41%	-
Martello Marshall (Marshall hammer)	35%	50%

Tabella 5.2.2: Confronto tra metodi di compattazione

Risulta evidente come l'aderenza con la realtà sia massima con l'utilizzo della metodologia giratoria (indipendentemente dall'indagine sperimentale di riferimento) e via via decada sino al raggiungimento di un valore minimo corrispondente alla tecnica ancora oggi, almeno in Italia, più utilizzata e presente nei capitolati, quella Marshall.

A seconda della procedura utilizzata, con la metodologia di compattazione giratoria è possibile il raggiungimento delle condizioni che sono rappresentative delle varie fasi di addensamento cui è soggetto in opera un conglomerato bituminoso. Vi è l'opportunità quindi di ottenere dei campioni rappresentativi del materiale appena posto in opera dai mezzi di cantiere o perfino del materiale che per effetto dell'azione cumulata dei veicoli in transito si trova in una situazione limite di massimo addensamento (i fenomeni di post-compattazione anticipati nei capitoli precedenti).

Facendo riferimento alle condizioni di messa in opera, è fondamentale citare, a ulteriore conforto della notevole simbiosi tra metodologia di compattazione giratoria e costipamento in situ, il contributo fornito da Moutier (1982), che ha introdotto una relazione analitica in cui sono stati messi in relazione tra loro gli stati di compattazione raggiunti mediante l'utilizzo della pressa giratoria e quelli ottenuti in cantiere con i normali mezzi d'opera:

$$n_g = k \cdot s \cdot n_p$$

Possiamo individuare alcuni parametri fondamentali in tale relazione:

- n_g , il numero i giri della pressa giratoria;
- n_p , il numero di passate del rullo di cantiere;
- k , un coefficiente dipendente dal tipo di rullo (normalmente pari a 0.0625);
- s , spessore dello strato, non ancora compattato, espresso in centimetri.

L'importanza notevole data, in letteratura tecnica, all'impiego della pressa giratoria non si limita esclusivamente allo stato di addensamento finale raggiunto dal conglomerato bituminoso al termine del fenomeno di compattazione, ma anche alle modalità con cui esso viene raggiunto. Infatti, una peculiarità della compattazione giratoria è la possibilità di verificare ed analizzare come avviene la compattazione del materiale al variare del numero di giri (opportunità preclusa alle tradizionali metodologie di costipamento); infatti, all'aumentare del numero di giri l'altezza di materiale posto all'interno della fustella tenderà a diminuire:

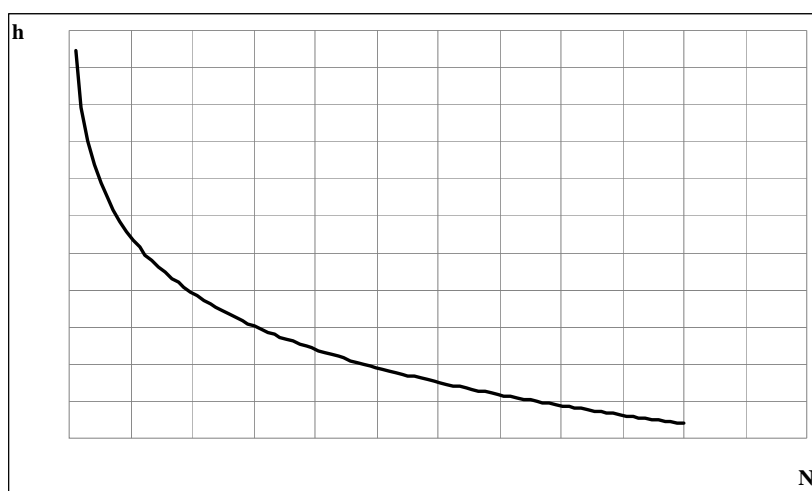


Grafico 5.2.1: Andamento dell'altezza del materiale durante una prova di compattazione giratoria

Parallelamente però la densità del campione che si sta così costipando tenderà ad aumentare sino al raggiungimento di una condizione asintotica data dal valore della MMVT (*Massima Massa Volumica Teorica*, ovvero una densità, caratteristica intrinseca della miscela in conglomerato bituminoso, corrispondente alla condizione, puramente teorica, di assenza di vuoti residui) del materiale stesso (Grafico 5.2.2):

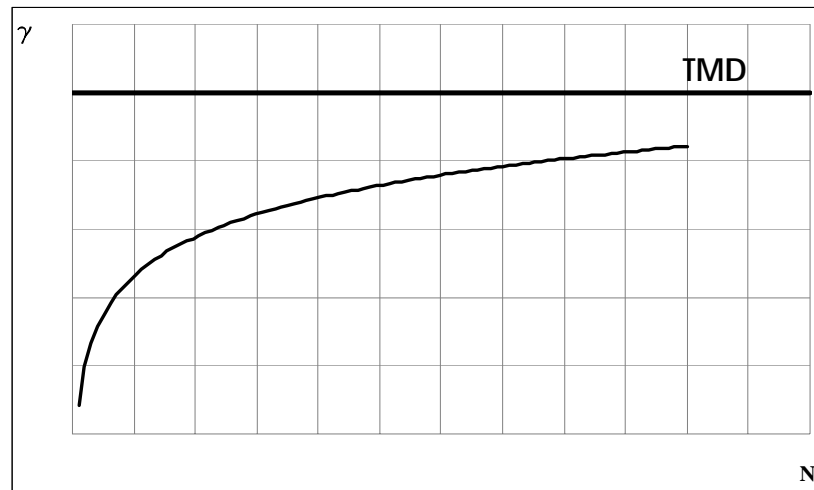


Grafico 5.2.2: Andamento della densità del materiale durante una prova di compattazione giratoria

Sapendo che:

$$\% vuoti = \frac{MMVT - \gamma}{MMVT} \cdot 100$$

è possibile verificare come evolve l'andamento della percentuale dei vuoti al variare del numero di giri (Grafico 5.2.3):

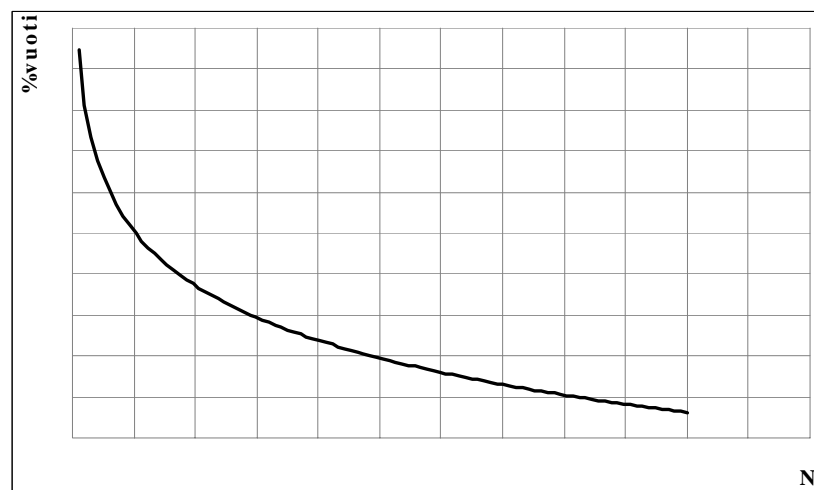


Grafico 5.2.3: Andamento della percentuale di vuoti residui durante una prova di compattazione giratoria

Siamo in grado di osservare, com'era prevedibile ed intuitivo, che progressivamente i vuoti residui diminuiscono all'aumentare del numero di giri di compattazione (data la natura stessa della compattazione giratoria).

Possiamo ora quindi introdurre le *curve di compattazione*, desunte dai dati registrati in continuo dalla pressa durante il graduale addensamento del materiale (come visto nei precedenti Grafici 5.2.1, 5.2.2 e 5.2.3). Esse sono solitamente ottenute riportando in ascissa, in scala logaritmica, il numero di giri effettuati dal campione, ed in ordinata la percentuale di massima densità raggiunta (C , *percentuale di compattazione*). Come si può facilmente desumere dal Grafico 5.2.4, la relazione analitica che lega i parametri di compattazione è la seguente:

$$C(\%) = C_1(\%) + k \cdot \log_{10}(N) ,$$

in cui C_1 rappresenta l'*autoaddensamento* del materiale (ovvero l'addensamento al primo giro della pressa giratoria) e k la *lavorabilità*, entrambi parametri desunti dai dati sperimentali:

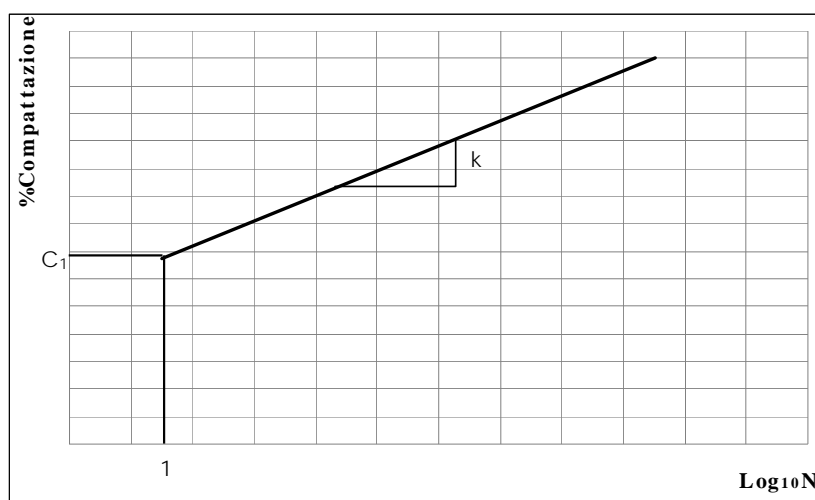


Grafico 5.2.4: Tipica curva di compattazione per campioni sottoposti a compattazione giratoria

Dall'analisi di tali curve di compattazione è possibile trarre importanti indicazioni circa la lavorabilità del materiale, espressa sinteticamente dalla pendenza k della curva. In tal senso l'orientamento seguito da molti gruppi di ricerca, in particolare quello francese, è di articolare il mix-design delle miscele bituminose

sull'analisi della curva di compattazione: la miscela migliore è cioè quella avente la migliore lavorabilità.

Durante la compattazione le migliori miscele manifestano una resistenza al taglio che cresce con l'addensamento sino al raggiungimento di un valore massimo oltre cui si registra una diminuzione in corrispondenza dei valori massimi di densità che la miscela è in grado di raggiungere (Figura 5.2.3-I); ciò è dovuto ad un cambiamento della struttura interna del campione che comporta una riduzione dell'attrito interno del materiale. Altre miscele, al contrario, mantengono alti valori di resistenza al taglio anche ad alte densità. In questo caso si è alla presenza di miscele a bassa lavorabilità con scarsa attitudine ad assumere lo stato addensato (Figura 5.2.3-II):

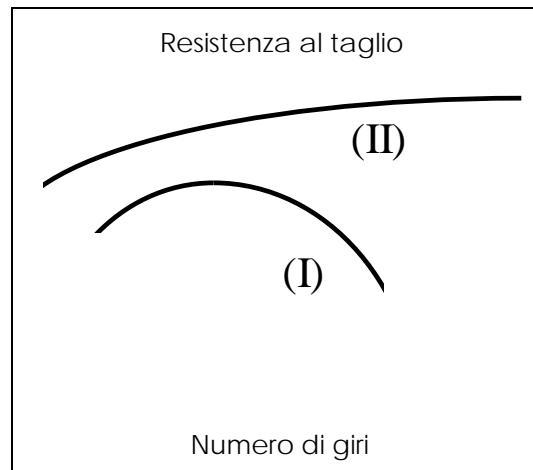


Figura 5.2.3: Variazione della resistenza al taglio durante la compattazione alla pressa giratoria

5.2.1 INFLUENZA DEI PARAMETRI DI PROVA E DELLE CARATTERISTICHE DELLA MISCELA

Il processo di compattazione giratoria, e quindi la densità (la compattazione e pertanto la lavorabilità) finale dei campioni con esso generati sono influenzati da una serie di fattori (a parità dei costituenti la miscela), tra cui il *numero di giri*, la *temperatura di compattazione*, l'*altezza dei campioni*, la *velocità di rotazione*, il *diametro della fustella*, l'*angolo di inclinazione* e la *pressione di compattazione*.

Per quanto concerne il *numero di giri*, come già analizzato nel capitolo precedente durante l'illustrazione del sistema di mix-design SUPERPAVE SHRP, essi

possono essere relazionati alle condizioni di addensamento caratteristiche di una miscela bituminosa (messa in opera e fenomeni di post-compattazione).

La *temperatura* ha una concreta influenza sulle caratteristiche reologiche del legante bituminoso e quindi sulla resistenza al taglio della miscela bituminosa nel corso del processo di compattazione. Per questo motivo le normative fissano le temperature di prova al fine di operare sempre in condizioni di equiviscosità del legante, stabilendo l'intervallo termico in cui si debba eseguire il costipamento. Ad esempio la SHRP M-002 pone dei vincoli sulla viscosità cinematica del legante che non deve superare 280 ± 30 mm²/s (ASTM D4402), mentre la CEN TC227/WG1 più semplicemente stabilisce che il limite inferiore della temperatura non sia al di sotto di 10°C rispetto a quella iniziale. Per poter soddisfare questi vincoli è necessario operare pertanto ad una velocità di rotazione tale da limitare i tempi di prova inserendo nella fustella un quantitativo minimo di materiale (pari a 50 mm di spessore, SHRP) in modo da limitare la dissipazione del calore e il conseguente abbassamento incontrollato della temperatura (Figura 5.2.1.1):

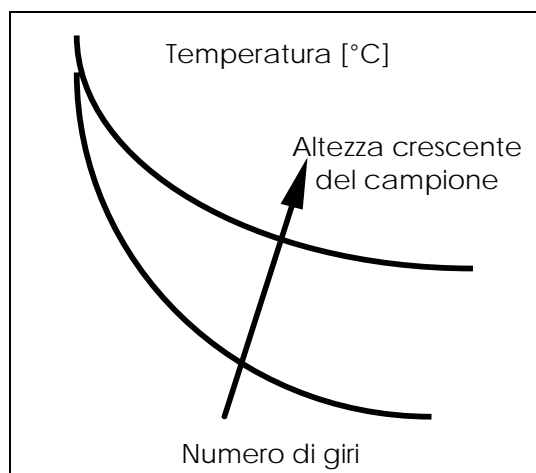


Figura 5.2.1.1: Influenza dell'altezza del campione sulla temperatura di prova

È immediato osservare come un aumento dell'altezza del materiale inserito in fustelle, e del campione quindi, determini incrementi non trascurabili sulla temperatura di esecuzione della prova di compattazione giratoria.

Per quanto concerne la variazione della *velocità di rotazione* della fustella, essa, in virtù dei lavori di Butcher (1996) e Cominsky et al. (1994), si è dimostrato avere scarsa influenza sui risultati volumetrici, allungando tuttavia sensibilmente i tempi di compattazione: ad esempio, per una prova condotta a 200 giri si passa dai 3 minuti e 20 secondi, per una velocità di rotazione di 60 giri/minuto, a 33 minuti se la velocità di

rotazione si riduce sino a 6 giri/minuto. La scelta pertanto di basse velocità di rotazione comporta quindi lunghi tempi di produzione dei campioni, associati inevitabilmente ad un cospicuo decadimento della temperatura interna. Ovviamente a ciò si può ovviare rivestendo le fustelle di materiale isolante oppure strumentando la pressa con un sistema di controllo della temperatura.

La scelta del *diametro della fustella* da utilizzare dipende dalla dimensione massima dell'aggregato impiegato per la realizzazione della miscela in conglomerato bituminoso; la norma CEN stabilisce che nel caso in cui tale valore sia superiore a 16 mm si debba necessariamente utilizzare la fustella di diametro massimo (che, in base alla tipologia di pressa utilizzata, può variare da 150 a 160 mm, Tabella 5.2.1).

I parametri esterni che maggiormente influiscono sulle proprietà volumetriche delle miscele bituminose sono senza dubbio l'*angolo di inclinazione* della fustella e la *pressione verticale* di compattazione (rispettivamente Figura 5.2.1.2 e Figura 5.2.1.3):

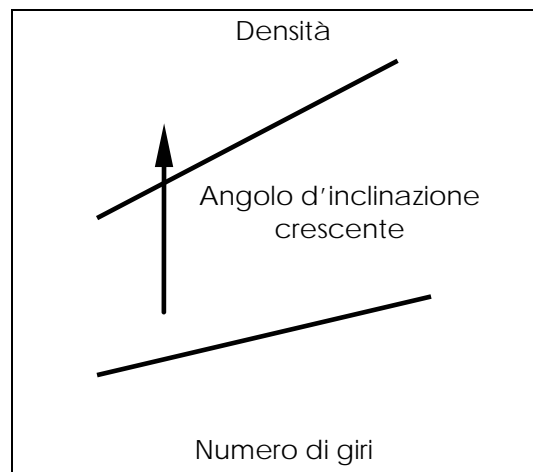


Figura 5.2.1.2: Influenza dell'angolo di inclinazione della fustella sulla densità dei campioni

Butcher ha osservato come si possa verificare un miglioramento della lavorabilità delle miscele passando da 0.1 a 1°; per valori superiori tale sensibilità diminuisce fino a diventare del tutto trascurabile oltre i 3°. In questo un ruolo decisamente importante è svolto dalla dimensione massima dell'aggregato che esalta tale sensibilità in corrispondenza di bassi valori dell'angolo.

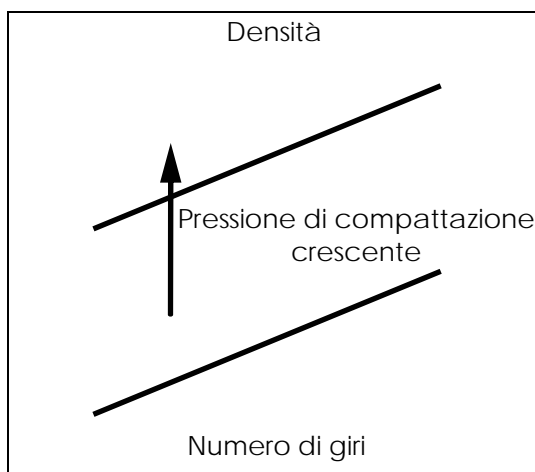


Figura 5.2.1.3: Influenza della pressione di compattazione sulla densità dei campioni

La pressione di compattazione influenza l'addensamento delle miscele in misura crescente con il numero di giri. I risultati di Butcher confermano come solo per valori superiori a 400 kPa si possano ottenere densità simili a quelle registrabili in situ con i rulli. È possibile raggiungere le medesime condizioni a pressioni inferiori solo compiendo un elevato numero di giri di compattazione.

Infine, le miscele in conglomerato bituminoso presentano una lavorabilità fortemente dipendente da numerosi parametri compositivi. Riassumendo brevemente quanto visto nel Paragrafo §4.2 possiamo sinteticamente concludere che la lavorabilità delle miscele dipende dalla *viscosità* e dal *contenuto di legante* (Figura 5.2.1.4), dalla *forma degli aggregati* (Figura 5.2.1.5) e dalla loro *distribuzione granulometria*:

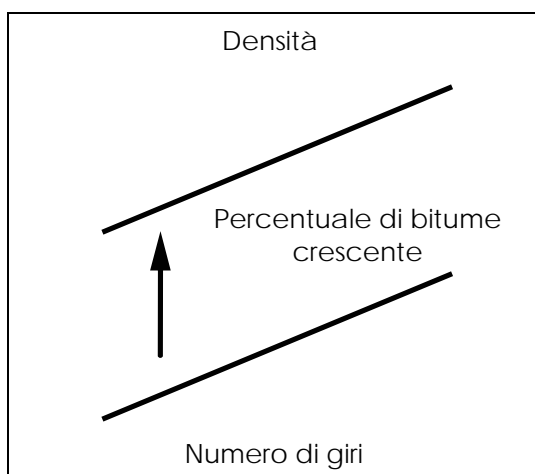


Figura 5.2.1.4: Influenza del contenuto di legante sulla densità dei campioni

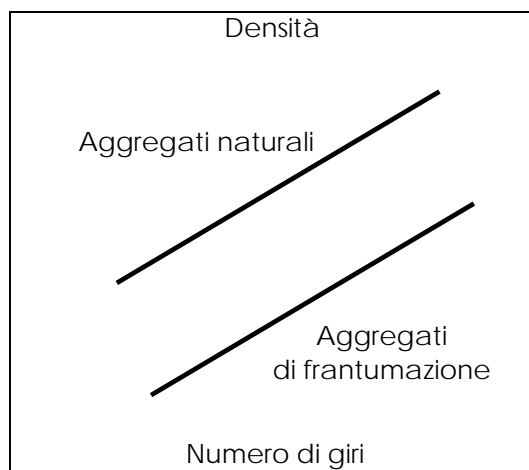


Figura 5.2.1.5: Influenza del tipo di aggregato sulla densità dei campioni

Con particolare riferimento all'influenza della fase solida costituita dagli aggregati, le esperienze SHRP (1994) indicano che i parametri che incidono maggiormente sul processo di compattazione sono il *contenuto di filler* (passante al setaccio da 0.075 mm), il *contenuto di aggregato fine* (passante al setaccio da 2.36 mm), il *diametro nominale massimo dell'aggregato* ed il contenuto di sabbia naturale.

5.3 BREVI CENNI SULLA NASCITA E SVILUPPO DELLA PRESSA GIRATORIA DAL 1939 AI GIORNI NOSTRI

Come precedentemente accennato, il metodo di compattazione giratoria iniziò ad essere utilizzato nella progettazione delle miscele bituminose sin dal 1939, quando questa metodologia di compattazione venne introdotta in Texas. Essa fu successivamente affiancata dalla tecnica impulsiva messa a punto da Bruce Marshall nell'ambito del notissimo metodo di mix-design che porta il suo nome e da quella "ad impasto" del *California Kneading Compactor* (1958), utilizzata nel metodo *Hveem* di progetto delle miscele.

Nel tempo, tuttavia, la metodologia Marshall ebbe una diffusione decisamente superiore agli altri, soprattutto nell'ambito del controllo di qualità, grazie alla facilità ed alla velocità con cui i campioni potevano essere prodotti e testati. Il

metodo ad impasto (*kneading compaction*) è invece rimasto geograficamente confinato in una parte degli Stati Uniti, pur rimanendo oggetto di ulteriori aggiornamenti nel 1973, allorché venne normalizzato dall'ASTM il metodo per il confezionamento di campioni prismatici (ASTM D3202).

5.3.1 PRIME METODOLOGIE DI COMPATTAZIONE GIRATORIA

Nel 1939, il *Texas Highway Department* iniziò uno studio sulla progettazione e sul controllo delle miscele bituminose. I primi tentativi di approccio (ed ovviamente errori) fecero affidamento sull'osservazione quantitativa della miscela sotto carico; fu pertanto necessario stabilire, successivamente, dei criteri sulle metodologie di confezionamento dei campioni in laboratorio: in primis la metodologia doveva essere applicabile sia al controllo di campo delle miscele bituminose che alla loro progettazione. In secondo luogo, essa avrebbe dovuto necessariamente condurre ad avere la medesima densità, o percentuale di vuoti residui che dir si voglia, che si sarebbe ottenuta nella pavimentazione in esercizio. Dal momento che si doveva prendere in considerazione la vita utile della pavimentazione, tenendo presente che la sua densità sarebbe evoluta verso un valore limite con il tempo (e i cicli di carico cui essa sarebbe stata assoggettata), la densità che si desiderava ottenere in laboratorio necessitava di una qualunque procedura in grado di simulare ciò che avveniva realmente nella pavimentazione stesa in opera. Siccome alcuni aggregati, inoltre, si sarebbero degradati nel corso della vita utile della sovrastruttura, un terzo requisito richiesto fu quello di individuare una metodologia di costipamento di laboratorio in grado, per quanto ciò fosse possibile, di simulare il deterioramento degli aggregati stessi.

Lo sviluppo dell'idea di compattazione giratoria è da attribuire a Philippi, Raines e Love del Texas Highway Department. La prima pressa giratoria fu una pressa manuale utilizzata dal 1939 al 1946, anno in cui proprio il Texas Highway Department standardizzò le procedure per il suo utilizzo (Figura 5.3.1.1):



Figura 5.3.1.1: Pressa giratoria manuale (1939-1946)

Parallelamente, negli anni '50, J.L. McRae, insieme ai tecnici dell'*U.S. Army Corps of Engineers*, probabilmente più legati alle tecniche costruttive e meno interessati agli aspetti teorici di quanto non lo fossero i ricercatori del Texas, svilupparono, come già anticipato, il *Gyratory Kneading Compactor* (Figura 5.3.1.2), brevettato nel 1957:



Figura 5.3.1.2: McRae e U.S. Army Corps of Engineers' Gyratory Kneading Compactor (anni '50)

Questo progetto fu sviluppato come risposta ad alcune esperienze degli stessi anni che mostrarono come la metodologia Marshall non fosse così adatta a simulare la densità del materiale posto in opera in ambito aeroportuale. Più in generale, McRae riteneva che le caratteristiche meccaniche dei campioni costipati con la

metodologia Marshall non rappresentassero pienamente le proprietà di campioni prelevati direttamente dalla pavimentazione.

L'azione giratoria in questo caso è indotta da un sistema "*a due punti*" che consente una variazione dell'angolo di compattazione durante l'esecuzione della prova. L'angolo mobile viene misurato durante il processo di compattazione, così come la pressione esercitata e l'altezza del campione. Nel 1993, con l'introduzione della possibilità di valutazione dei moduli di *taglio giratorio* (*gyratory shear modulus*) e di *compressione giratoria* (*gyratory compression modulus*), l'intuizione di McRae e dei tecnici dell'U.S. Army Corps of Engineers prese il nome di *Gyratory Test Machine* (*GTM*):

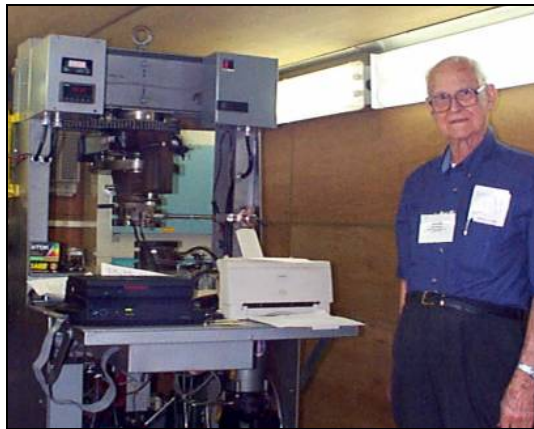


Figura 5.3.1.3: J.L. McRae e il GTM (2000)

Un ulteriore sviluppo dei principi alla base dell'originaria pressa texana portò ad una serie di attrezzature che videro la luce nel *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC) in Francia. La compattazione giratoria messa a punto dai ricercatori francesi (PGC) era caratterizzata da un angolo di inclinazione di un grado (1°) e da una pressione di costipamento di 600 kPa (Figura 5.3.1.4):



Figura 5.3.1.4: F. Moutier con la PGC-2 al LCPC (2001)

Il compattatore proposto dal LCPC fu inizialmente utilizzato esclusivamente come esame per ottimizzare la composizione delle miscele bituminose testate.

5.3.2 SVILUPPO DEL SHRP GYRATORY COMPACTOR

Nel 1987, il Congresso degli Stati Uniti d'America autorizzò lo Strategic Highway Research Program (SHRP), impresa che fu sviluppata dal 1987 al 1993. Inizialmente il programma SHRP incentrò tutti i suoi sforzi sulla ricerca nell'ambito dei leganti, solo dal 1990 esso espanse le sue risorse verso la ricerca nell'area delle miscele bituminose, basandosi sul lavoro del *National Cooperative Highway Research Program (NCHRP)* denominato AAMAS (*Asphalt Aggregate Mixture Analysis System*, 1991) e su quelli del LCPC francese.

L'AAMAS identificò il GTM (Figura 5.3.1.3) come la più significativa metodologia di confezionamento ed analisi di campioni in conglomerato bituminoso, individuando però nel *Texas gyratory shear test machine* (Figura 5.3.2.1) un valido sostituto di esso nel costipamento dei campioni. Esso è caratterizzato dall'avere un elevato angolo di

compattazione, 6°, che garantisce una compattazione relativamente veloce (15-18 giri), pur non permettendo misure comparative di lavorabilità tra miscele diverse.



Figura 5.3.2.1: Il Texas gyratory shear test machine (1987)

Nell'estate del 1990 la *Federal Highway Administration (FHWA)* diede inizio ad un progetto inizialmente chiamato *Demonstration Project N. 90 (DP90)*, poi rinominato *Innovative Asphalt Mix Laboratory Techniques*, tramite cui giudicò poco pratico l'utilizzo del GTM e carente, da un punto di vista funzionale, quello del Texas gyratory shear test machine. Il progetto del FHWA diede origine ad un'idea di compattazione giratoria *ibrida*, con la trasportabilità ed un angolo di inclinazione fisso, proprie della metodologia texana, cui accoppiare le metodiche di misurazione tipiche del GMT e della tecnica francese.

Nell'Aprile del 1991 ad Atlanta (Georgia), durante uno dei quattro workshop dell'AAMAS, il FHWA propose un compattatore giratorio ibrido, progettato per superare le problematiche delle due metodologie proposte dall'AAMAS che accoppiasse le peculiarità di ciascuno, e nello specifico le dimensioni ed il prezzo del GTM e l'elevato angolo di compattazione (6°) della metodologia texana.

Nel Maggio dello stesso anno la Rainhart Company si aggiudicò un contratto per la produzione di una *pressa modificata*, secondo i dettami dell'FHWA (Figura 5.3.2.2), e nell'autunno seguente l'*Asphalt Institute* (SHRP A-005 contractor) tentò di fabbricare una pressa, in base ai dettami del LCPC francese, con un angolo fisso di 1° , derivandola dal cosiddetto Texas *6-inch Gyratory* (McGennis, Huber, Anderson e Blankenship, Figura 5.3.2.3):



Figura 5.3.2.2: Il Texas gyratory shear test machine modificato (1991)

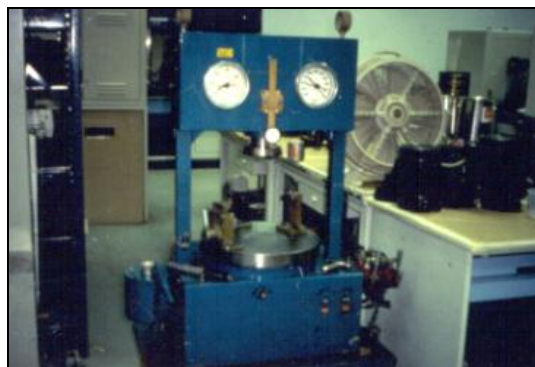


Figura 5.3.2.3: Il Texas 6-inch gyratory modificato (1991)

La maggior parte delle sperimentazioni sulle miscele in conglomerato bituminoso condotte dall'Asphalt Institute durante il programma SHRP utilizzarono quest'ultima attrezzatura. L'analisi da parte del FHWA mostrò come l'angolo desiderato fosse però 1.23° e non, come originariamente ritenuto, 1° . Infatti, l'*Arizona Department of Transportation*, cui fu affidato lo sviluppo di una procedura di mix-design dei conglomerati bituminosi, osservò come un angolo così basso (1°) non permettesse il raggiungimento di una condizione di addensamento pari ad una percentuale di vuoti residui del 4%, come richiesto dal programma SUPERPAVE di SHRP, portandolo appunto a valori leggermente superiori. Tutta questa immane profusione di risorse portò a quelle che ancora oggi sono le specifiche per la pressa giratoria SHRP, ovvero una pressione verticale di 600 kPa, una velocità di rotazione di 30 giri/minuto ed un angolo di inclinazione di 1.25° . Dall'analisi sperimentale, i ricercatori afferenti al programma SHRP stabilirono una tolleranza di $\pm 0.02^\circ$ all'inclinazione dell'angolo di rotazione, tolleranza in grado di limitare allo 0.1% l'errore del contenuto di legante ottimale nel progetto di una miscela bituminosa, che altresì sarebbe decisamente maggiore per variazioni più sensibile dello stesso angolo. Furono inoltre proposte tolleranze di ± 10 kPa per la pressione di compattazione e di ± 0.5 giri al minuto per la velocità di rotazione.

Stabiliti i requisiti richiesti alla strumentazione, l'ultimo passo da farsi fu la verifica dell'applicabilità di tali specifiche da un punto di vista pratico. A tal fine il FHWA propose un incontro con i maggiori produttori di attrezzature per la compattazione di conglomerati bituminosi (tra cui EDCO, Pine Instruments Company, Rainhart Company, Troxler Electronics ed altri). Da quest'incontro essi osservarono come una tolleranza di ± 0.5 giri al minuto per la velocità di rotazione fosse ragionevole, ma come una tolleranza di ± 10 kPa per la pressione fosse decisamente ridotta e difficile da realizzare; infatti, i produttori proposero una maggior flessibilità, 60 kPa per i primi 5 giri e 18 kPa successivamente (tolleranze attualmente prescritte solo nella norma AASHTO T312-01). Essi infine sottolinearono come la tolleranza richiesta all'angolo di inclinazione ($\pm 0.02^\circ$) fosse assolutamente improponibile, a meno di non far lievitare decisamente i costi di produzione delle attrezzature (di circa il 75%).

Attualmente, solo negli Stati Uniti, sono utilizzate più di 2000 presse giratorie SUPERPAVE (per il progetto ed il controllo di miscele bituminose), prodotte da cinque grandi compagnie per un totale di otto modelli differenti.

TIMELINE	PROGETTO	DIMENSIONI CAMPIONE		CARATTERISTICHE COMPATTAZIONE		
		Diametro	Altezza	Pressione	Angolo di inclinazione	Velocità rotazione
1939	TX Highway Department (concept)	4''	2''	-	Manuale	Manuale
1946	TX Highway Department	4'' – 6''	2'' – 3''	Var.	6°	60 rpm
1957	US Army Corps Engineers (GTM)	6''	Var.	Var.	0° ÷ 3°	12 ÷ 18 rpm
1960's	Primo prototipo (LCPC)	-	-	Var.	Var.	Var.
1968	Secondo prototipo (LCPC)	80 - 120 mm	Var.	Var.	0.5° ÷ 5°	Var.
1974-1985	PCG1 PCG2 (LCPC)	160 mm	80 ÷ 300 mm	600 kPa	1° ÷ 4°	6 ÷ 30 rpm
1991	Modified Gyratory Shear Test Machine (FHWA)	4''	2.5''	600 kPa	0.5° ÷ 3°	30 rpm
1991	Modified TX Highway Department (SHRP)	6''	3.75''	600 kPa	1°	Var.
1993	SUPERPAVE Gyratory Compactor (SHRP)	150 mm	115 mm	600 kPa	1.25°	30 rpm
1996	PGC3 (LCPC)	150 mm	100-160 mm	500 ÷ 800 kPa	0.5° ÷ 2°	6 ÷ 30 rpm

Tabella 5.3.2.1: Evoluzione della compattazione giratoria

5.3.3 LA PRESSA DEL LABORATORIO ALTA QUALITÀ (LAQ-MIR) DEL DIPARTIMENTO DI IDRAULICA, TRASPORTI ED INFRASTRUTTURE CIVILI (DITIC) DEL POLITECNICO DI TORINO

Nel corso delle indagini sperimentali condotte durante lo sviluppo del presente lavoro di ricerca, si è utilizzata una pressa a taglio giratoria prodotta dalla PINE Instrument Company di Grove City (Pennsylvania) in uso presso il Laboratorio Alta Qualità (LAQ-MIR) del Politecnico di Torino. Essa presenta caratteristiche conformi alle prescrizioni tecniche delle norme SHRP per ciò che riguarda l'angolo di inclinazione della fustella, la pressione e la velocità di rotazione, che vengono mantenute costanti nel corso di ogni singola prova (Tabella 5.3.3.1):

CARATTERISTICHE TECNICHE	
Pressione di consolidazione	200 ÷ 1000 kPa
Angolo di rotazione	0 ÷ 2° ± 0.02
Velocità di rotazione	30 ± 0.5 rpm
Massimo numero di giri	999
Fustelle	100, 150 mm
Metodo operativo	Numero di giri oppure Altezza raggiunta (% Vuoti)

Tabella 5.3.3.1: Caratteristiche tecniche della pressa giratoria PINE

In Figura 5.3.3.1 sono illustrate le parti meccaniche adiacenti il campione di prova. In essa si possono evidenziare le parti terminali della pressa [1], che a seconda della scelta fatta dalle case madri di produzione può essere idraulica o pneumatica, ed il sistema meccanico rotante composto di due bracci principali, uno fisso e solidale alla base [2] e l'altro mobile [3] ed in grado di inclinare la fustella [4]

dell'angolo stabilito. Quest'ultima è munita di un disco [5] che consente il collegamento al sistema di inclinazione e si completa con le basi [6] di forma tronco-conica.

La macchina inoltre è fornita di una scheda elettronica in grado di trasferire, tramite una porta seriale, i dati registrati durante l'esecuzione di una prova di compattazione (altezza progressiva e numero di giri) al software di comunicazione operante su un calcolatore, e di renderli disponibili su foglio elettronico per l'elaborazione.

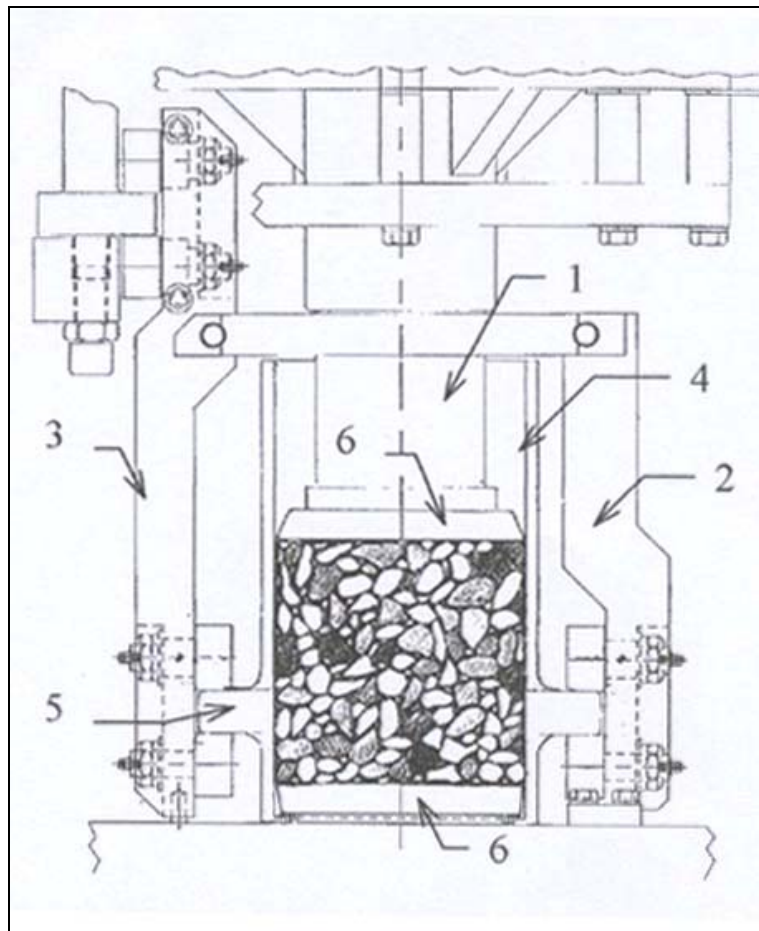


Figura 5.3.3.1: Parti meccaniche della pressa giratoria PINE

CAPITOLO 6 – L'INDAGINE SPERIMENTALE

6.1 INTRODUZIONE

L'indagine sperimentale condotta ha cercato di apportare un contributo utile a conoscere in maniera più approfondita il concetto di lavorabilità di un conglomerato bituminoso, cercando di evidenziare quali siano i fattori che maggiormente la caratterizzano e come essi influiscano sul processo di addensamento di una miscela bituminosa.

A tal fine si è originato un vasto programma sperimentale di indagine di laboratorio in cui sono stati presi in considerazione tutti i fattori che, a priori ed in base alla letteratura di settore, si ritenesse potessero influenzare, positivamente o negativamente, l'evolversi del processo di addensamento di un conglomerato

bituminoso preparato in laboratorio mediante metodologia giratoria. In particolare, e come vedremo più dettagliatamente in seguito:

- la *distribuzione granulometrica* degli aggregati;
- il tipo di *legante* utilizzato;
- la *temperatura* di compattazione.

La scelta dei parametri da analizzare, come anticipato, ha fatto riferimento a quelli che in letteratura sono considerati i fattori che maggiormente influenzano le caratteristiche di addensabilità di una miscela bituminosa. Le mutue variazioni di ciascuno di essi hanno permesso la genesi di una matrice di dati, sufficientemente estesa ed approfondita, tramite cui è stato quindi possibile analizzare in maniera critica come essi influiscano sulla lavorabilità e sul processo di addensamento dei conglomerati bituminosi.

Per quanto riguarda la distribuzione granulometria si è scelto un andamento di riferimento su cui sono state in seguito fatte delle opportune variazioni, come vedremo più approfonditamente nei paragrafi successivi. L'influenza della tipologia di legante utilizzata è stata analizzata confezionando miscele con diversi tipi di bitume che fossero rappresentativi dei leganti maggiormente utilizzati nella realizzazione delle odierne infrastrutture viarie. Infine il costipamento è stato eseguito a diversi livelli di temperatura per verificare quanto essa condizioni il processo di compattazione.

Sono state confezionate pertanto diverse miscele bituminose, ciascuna caratterizzata da una diversa composizione (sia in termini di scheletro litico che percentuale e tipologia di legante), successivamente compattate mediante metodologia giratoria allo stesso livello di compattazione (100 giri) ma a temperature variabili, valutandone così le caratteristiche volumetriche ed i parametri di lavorabilità.

6.2 1° LIVELLO: VARIAZIONE DI LEGANTE E TEMPERATURA DI COMPATTAZIONE

Come precedentemente anticipato, il primo passo è stato la scelta di una curva granulometrica di riferimento. Si è deciso di considerare lo strato di

collegamento di una pavimentazione, poiché si pensa essere quello che maggiormente caratterizza la pavimentazione stessa, ed inoltre esso è dotato di caratteristiche fisico-volumetriche più consone ad una rigorosa indagine sperimentale: non presenta gli elevati vuoti di uno strato di base, ma d'altro canto neppure la notevole variabilità compositiva di uno strato d'usura.

Come valore di riferimento si è adottato il centro fuso granulometrico del capitolato CIRS (Centro Interuniversitario di Ricerca Stradale):

APERTURA DI MAGLIA CRIVELLO/SETACCIO [mm]	PASSANTE PROGRESSIVO [%]		
	FUSO INFERIORE	CENTRO FUSO	FUSO SUPERIORE
25	100.0	100.0	100.0
15	65.0	75.0	85.0
10	55.0	65.0	75.0
5	35.0	45.0	55.0
2	25.0	31.5	38.0
0.400	10.0	15.0	20.0
0.180	5.0	10.0	15.0
0.075	4.0	6.0	8.0

Tabella 6.2.1: Fuso granulometrico per strato di collegamento CIRS
(passanti progressivi)

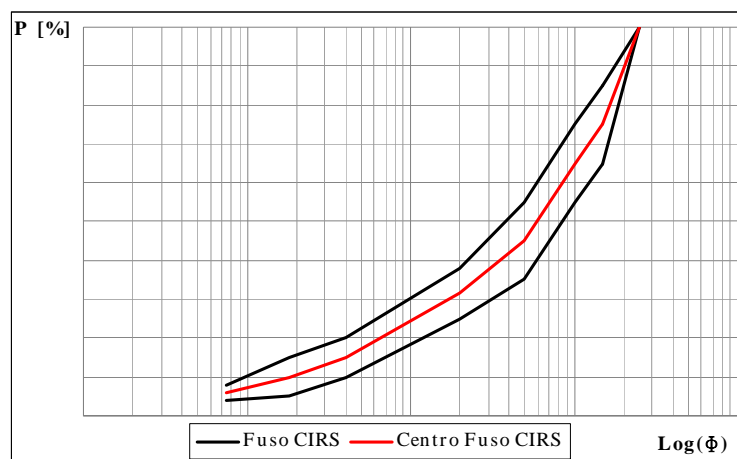


Grafico 6.2.1: Distribuzione granulometrica per strato di collegamento CIRS

Come già ampiamente descritto nei capitoli precedenti, la funzione dell'aggregato è quella di costituire lo scheletro solido di un conglomerato bituminoso.

Gli aggregati vengono differenziati, in base alla norma UNI 8520, in naturali ed artificiali. Quelli naturali a loro volta sono distinti in sabbia, pisello, ghiaia, ciottoli in base alla loro dimensione crescente ed alla loro origine alluvionale ed in sabbia, graniglia, pietrisco, ancora in base alla loro dimensione ma se ottenuti per frantumazione di rocce. Questi ultimi si presentano con spigoli vivi in dipendenza del processo di produzione. Gli aggregati provengono da rocce ignee (granito, sienite, diorite, basalto, porfido), sedimentarie (calcare, dolomite, travertino) e metamorfiche (gneiss, scisti, marmi, quarziti).

Alcune caratteristiche degli aggregati, come la distribuzione granulometria, la forma, l'angolarità, la porosità, la gelività, la durezza oltre chiaramente alla resistenza meccanica, sono estremamente importanti dato che da esse dipendono non solo le prestazioni finali di una miscela ma anche la sua lavorabilità e la sua facile messa in opera.

Il materiale utilizzato durante questa indagine ha natura silicea ed è stato prelevato tutto nella stessa cava di estrazione. Ovviamente l'aggregato, una volta estratto, viene suddiviso in classi granulometriche decisamente più ampie di quelle richieste dal fuso di riferimento utilizzato. In particolare, in laboratorio, l'aggregato è giunto nelle seguenti classi: 0-5, 3-8, 8-15 e 15-30.

Al fine di poter riprodurre fedelmente l'andamento granulometrico scelto per la sperimentazione, si è pertanto suddiviso l'inerte in classi granulometriche più ridotte, mediante setacciatura, che rappresentassero le classi richieste dal fuso CIRS (25-15, 15-10, 10-5, 5-2, 2-0.400, 0.400-0.180, 0.180-0.075 e filler). Questo è un passaggio fondamentale in quanto solo così si è potuta avere la sicurezza di una ripetibilità perfetta nella costruzione dello scheletro litico delle varie miscele confezionate; infatti, note le percentuali di passante progressivo richieste ad ogni classe, mediante semplici passaggi algebrici si è stati in grado di risalire al quantitativo di materiale trattenuto ad ogni singolo setaccio. Un approccio diverso avrebbe portato a, seppur minime, variazioni della composizione granulometrica, che avrebbero inficiato il rigore dell'indagine stessa.

Determinato lo scheletro litico, si è passati alla definizione della tipologia e della quantità di legante da utilizzare; per quanto concerne il quantitativo, si è fatto nuovamente affidamento al capitolato CIRS che prevede per uno strato di

collegamento una percentuale di bitume ottimale variabile tra il 4.5% ed il 5.5% in peso rispetto agli aggregati: la scelta è ricaduta sul valore intermedio, ovvero il 5%.

Giunti a questo punto si è dovuto scegliere il tipo di legante da utilizzare: per avere a disposizione un ampio spettro di dati si è pensato fosse opportuno scegliere quelli che sono i bitumi, non modificati, attualmente utilizzati nelle infrastrutture viarie: fissati quindi composizione granulometrica e percentuale di legante, si sono realizzate quattro diverse tipologie di miscela, ciascuna con una tipologia differente di bitume (Tabella 6.2.2):

TIPOLOGIA DI BITUME
35/50
50/70
70/100
170/220

Tabella 6.2.2: Bitumi utilizzati durante la sperimentazione

È evidente che in questo modo si è potuto analizzare come la tipologia di legante influisce sulle caratteristiche di addensabilità di un conglomerato bituminoso.

Come anticipato, si sono pertanto confezionate quattro diverse miscele caratterizzate dalla stessa composizione che si differenziano esclusivamente per il bitume utilizzato. La diversità dei leganti ha però posto in primo piano un problema: ovviamente ciascuno di essi è dotato di una viscosità differente dagli altri (Tabella 6.2.3), pertanto la miscelazione non poteva essere condotta ad una medesima temperatura per tutte le quattro differenti miscele, poiché si sarebbero registrate viscosità differenti per ciascun tipo di bitume utilizzato, con una notevole variazione delle caratteristiche della miscela; era fondamentale mantenere costante la viscosità delle miscele, ovvero essere in condizioni di *equiviscosità*:

TEMPERATURA [°C]	VISCOSITÀ η [Pa·s]			
	35/50	50/70	70/100	170/220
100	5.620	2.645	2.560	1.074
110	2.335	1.348	1.290	0.600
120	1.206	0.725	0.700	0.340
130	0.670	0.410	0.410	0.208
140	0.408	0.255	0.254	0.131
150	0.255	0.162	0.162	0.105
160	0.170	0.117	0.116	-

Tabella 6.2.3: Viscosità dei bitumi utilizzati

Per risolvere tale inconveniente si è ricorso alla normativa CNR n°. 30 " *Determinazione della stabilità e dello scorrimento di miscele di bitume e inerti lapidei a mezzo dell'apparecchio Marshall* ", in cui la temperatura di miscelazione di un impasto è indicata come quella temperatura necessaria affinché il bitume utilizzato presenti una viscosità assoluta pari a 1.7 ± 0.2 poise. Noti pertanto gli andamenti della viscosità con la temperatura (Grafico 6.2.2) è stato possibile, facendo riferimento alla teoria di Arrhenius, calcolare la temperatura di miscelazione di ogni miscela affinché fossimo in presenza delle condizioni di equiviscosità dei diversi leganti utilizzati (Tabella 6.2.4):

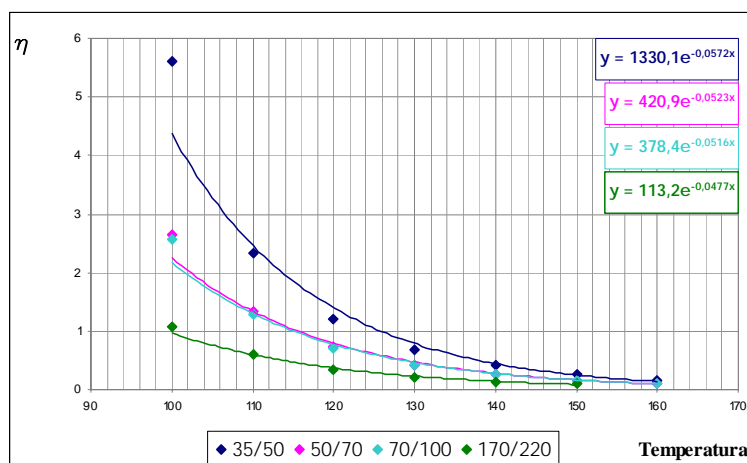


Grafico 6.2.2: Andamento della viscosità dei leganti

BITUME	TEMPERATURA DI MISCELAZIONE
35/50	155 ÷ 159
50/70	147 ÷ 152
70/100	147 ÷ 152
170/220	134 ÷ 139

Tabella 6.2.4: Temperature di miscelazione in condizioni di equiviscosità

A questo punto, parallelamente alla valutazione della Massima Massa Volumica Teorica con il metodo del picnometro (ASTM D2041-78) delle miscele così confezionate, necessario per la successiva valutazione delle caratteristiche volumetriche e di addensabilità, si è proceduto alla compattazione di diversi campioni per tipologia di miscela mediante 100 giri di pressa giratoria. Ovviamente quanto prima riferito per la temperatura di miscelazione, ovvero la necessità di utilizzare bitumi alla stessa viscosità, è a maggior ragione ancora valido per ciò che concerne la temperatura cui è avvenuta la compattazione; anche in questo caso, per garantire uniformità di risultati, è stato necessario "*lavorare*" in condizioni di equiviscosità. Nuovamente si è fatto riferimento alla norma CNR n°. 30 che prescrive come temperatura di compattazione quella a cui la viscosità del bitume risulta essere pari a 2.8 ± 0.3 poise. Avvalendosi nuovamente della viscosità dei singoli leganti (Grafico 6.2.2), valutata mediante viscosimetro rotazionale, si è pertanto potuto determinare la temperatura a cui ciascuna miscela dovesse essere compattata per garantire la condizione di equiviscosità (Tabella 6.2.5):

BITUME	TEMPERATURA DI COMPATTAZIONE
35/50	146 ÷ 150
50/70	138 ÷ 142
70/100	138 ÷ 142
170/220	124 ÷ 128

Tabella 6.2.5: Temperature di compattazione in condizioni di equiviscosità

La determinazione delle curve di compattazione ha così permesso di valutare, per ciascun campione compattato, e pertanto per ognuno delle quattro miscele analizzate, i parametri caratteristici di addensabilità, ovvero *lavorabilità* k e *autoaddensamento* C_1 , a cui si è affiancata la valutazione delle caratteristiche volumetriche (percentuale dei vuoti e massa volumica di ogni singolo campione):

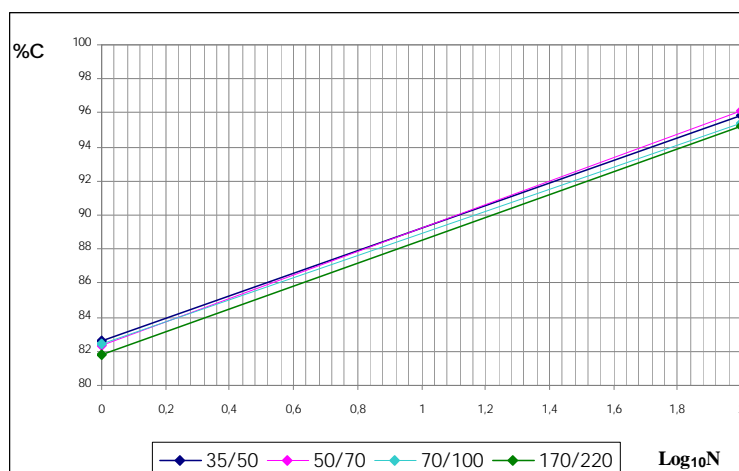


Grafico 6.2.3: Curve di compattazione in condizioni di equiviscosità

PARAMETRO	BITUME			
	35/50	50/70	70/100	170/220
k	6.65	6.93	6.47	6.71
C₁	82.6	82.3	82.5	81.8
% Vuoti	4.20	3.80	4.70	4.80

Tabella 6.2.6: Parametri di lavorabilità e volumetrici in condizioni di equiviscosità

Successivamente si è cercato di analizzare se tali parametri, e quindi più in generale il comportamento durante la compattazione delle miscele bituminose in oggetto, potesse essere influenzato da sensibili variazioni di temperatura. Non si è più voluto lavorare in condizioni di equiviscosità e quindi si sono scelte due temperature tali da poter essere sufficientemente caratteristiche per tutti e quattro i leganti utilizzati: si sono, infatti, scelte due temperature di compattazione, di cui la prima sufficientemente bassa per tutti i leganti e la seconda sufficientemente alta. Le due temperature scelte sono state 120°C (abbastanza bassa anche per un bitume particolarmente tenero come il 170/220) e 170°C (abbastanza alta anche per un

bitume duro quale il 35/50). È evidente come la viscosità dei leganti utilizzati in questo caso non sia più rimasta costante, ma sia risultata fortemente variabile (Tabella 6.2.7):

TEMPERATURA [°C]	VISCOSITÀ η [Pa·s]			
	35/50	50/70	70/100	170/220
120	1.390	0.792	0.774	0.370
170	0.080	0.058	0.059	0.034

Tabella 6.2.7: Viscosità dei bitumi utilizzati alle temperature di prova

L'iter procedurale è stato il medesimo che si è affrontato nel caso della condizione di equiviscosità:

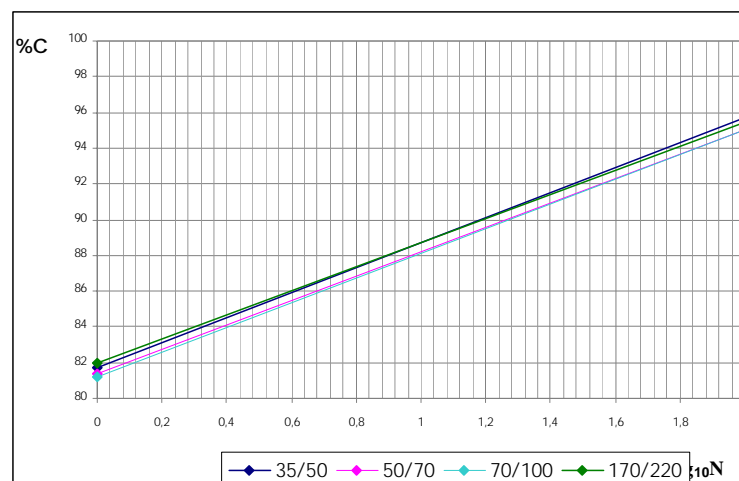


Grafico 6.2.4: Curve di compattazione a 120°C

PARAMETRO	BITUME			
	35/50	50/70	70/100	170/220
k	6.99	6.79	6.90	6.71
C ₁	81.7	81.4	81.2	82.0
% Vuoti	4.40	5.40	5.00	4.60

Tabella 6.2.8: Parametri di lavorabilità e volumetrici per compattazione a 120°C

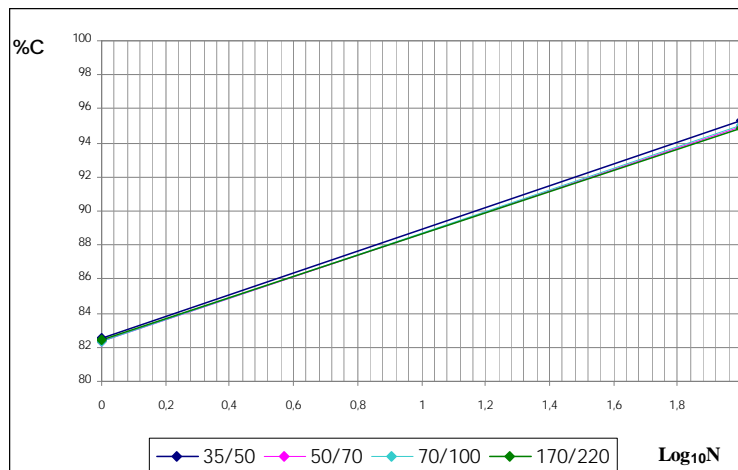


Grafico 6.2.4: Curve di compattazione a 170°C

PARAMETRO	BITUME			
	35/50	50/70	70/100	170/220
k	6.39	6.29	6.37	6.21
C ₁	82.5	82.4	82.3	82.4
% Vuoti	4.60	5.50	5.00	5.10

Tabella 6.2.9: Parametri di lavorabilità e volumetrici per compattazione a 170°C

6.3 2° LIVELLO: PICCOLE VARIAZIONI GRANULOMETRICHE E DI CONTENUTO DI LEGANTE

Dopo aver mantenuto costante sia la granulometria che la percentuale di legante, il passo successivo è stato quello di indurre dei piccoli cambiamenti alla curva granulometrica, agendo esclusivamente sulle classi più fini, e sul contenuto di legante. I parametri caratterizzanti che sono stati fatti variare sono stati il rapporto esistente tra la massa del filler e la massa del bitume ($\frac{m_{\text{filler}}}{m_{\text{bitume}}}$) ed il rapporto tra la percentuale di passante al setaccio con apertura di maglia 0.075 mm e quella al setaccio con apertura di maglia 0.180 mm ($\frac{P_{0.075}}{P_{0.180}}$). La scelta di questi due parametri

non è stata casuale, infatti, nella letteratura di settore, essi sono due parametri molto presenti in quanto possono condizionare il comportamento prestazionale (agendo positivamente o negativamente) di una miscela bituminosa, sia in termini meccanici che volumetrici; nell'ottica di questo studio di ricerca si è quindi cercato di analizzare come essi, e soprattutto se essi, influiscano sulle caratteristiche di lavorabilità delle miscele bituminose.

APERTURA DI MAGLIA CRIVELLO/SETACCIO [mm]	PASSANTE PROGRESSIVO [%]						
	I	II	III	IV	V	VI	VII
25	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
15	75.0	75.0	75.0	75.0	75.0	75.0	75.0
10	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0
5	45.0	45.0	45.0	45.0	45.0	45.0	45.0
2	31.5	31.5	31.5	31.5	31.5	31.5	31.5
0.400	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0
0.180	10.0	10.0	10.0	7.5	12.0	10.0	10.0
0.075	0.0	6.0	6.0	6.0	6.0	4.0	8.0

Tabella 6.3.1: Passanti progressivi delle distribuzioni granulometriche utilizzate

Si può osservare in Tabella 6.3.1 come le variazioni granulometriche siano decisamente piccole e riguardino esclusivamente le classi più fini dell'aggregato (minore di 0.400 mm); queste piccole variazioni comunque si riflettono in maniera più marcata sui parametri caratterizzanti scelti come indici di variazione della miscela rispetto alla tradizionale miscela descritta nel paragrafo §6.2 precedente:

PARAMETRO	I	II	III	IV	V	VI	VII
% Bitume	5.0	6.0	4.3	5.0	5.0	5.0	5.0
m_{filler} / m_{bitume}	0.0	1.0	1.4	1.2	1.2	0.8	1.6
$P_{0.075} / P_{0.180}$	0.0	0.6	0.6	0.8	0.5	0.4	0.8

Tabella 6.3.2: Parametri caratterizzanti utilizzati

Graficamente:

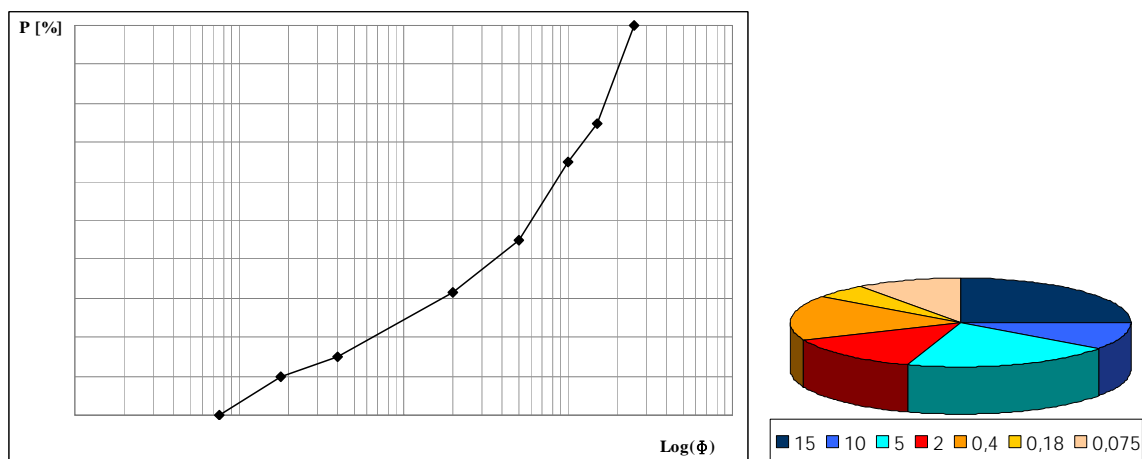


Grafico 6.3.1: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci miscela I

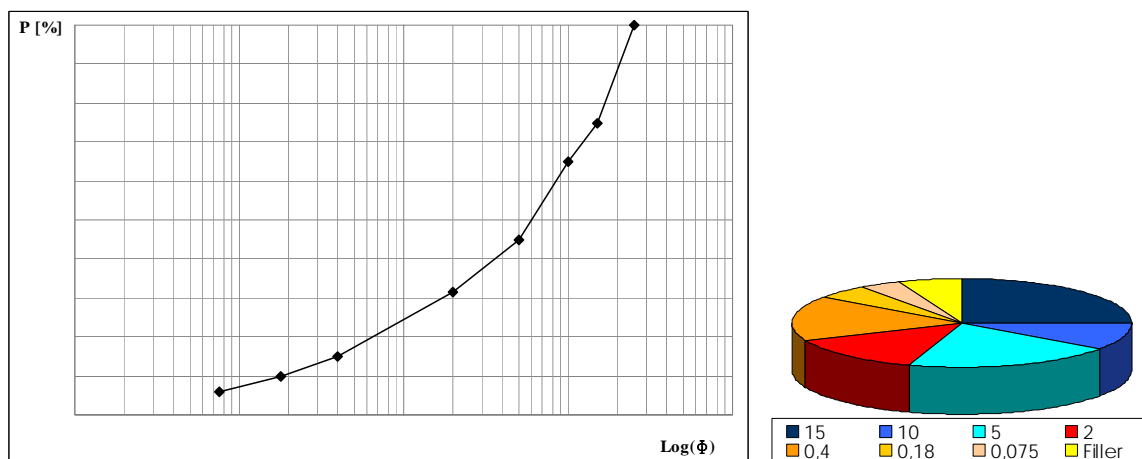


Grafico 6.3.2: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci miscela II e III

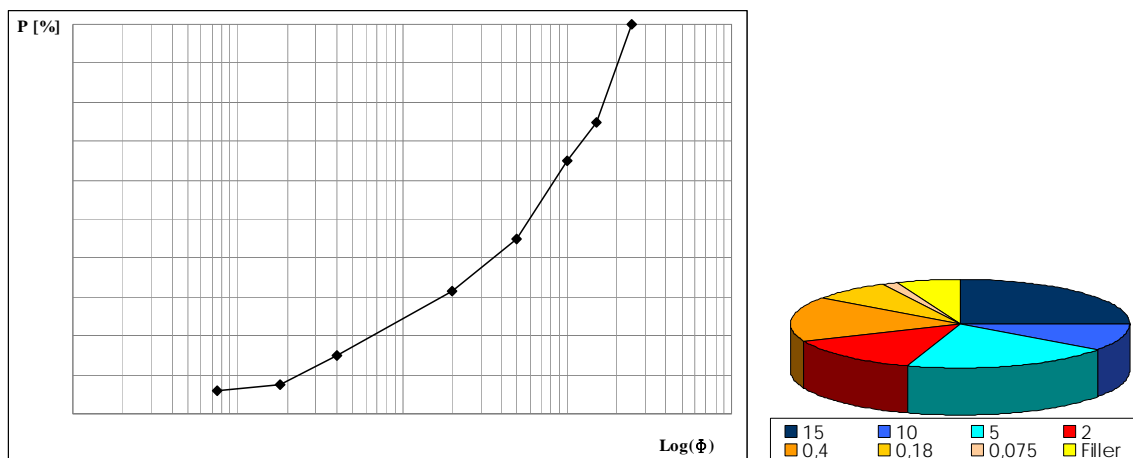


Grafico 6.3.3: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci miscela IV

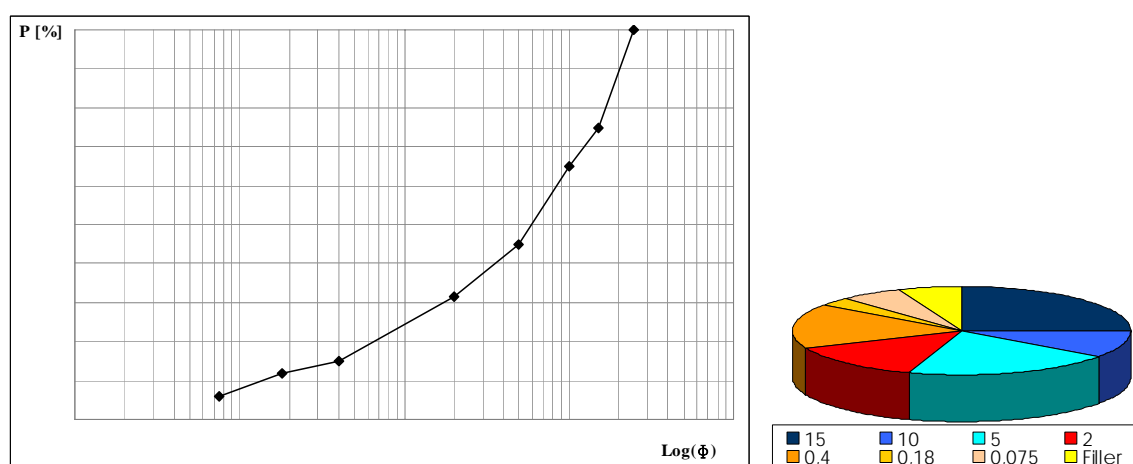


Grafico 6.3.4: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci miscela V

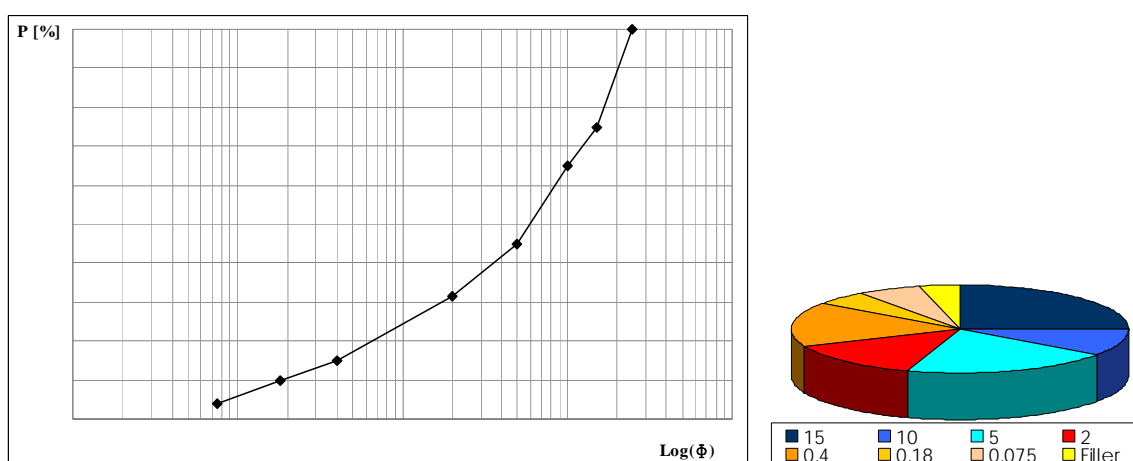


Grafico 6.3.5: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci miscela VI

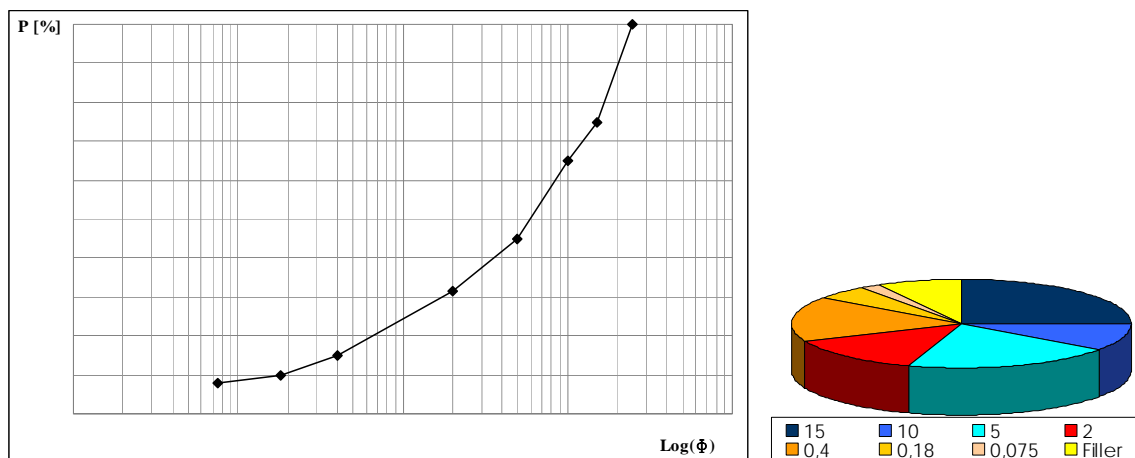


Grafico 6.3.6: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci miscela VII

È ancora più evidente, da un punto di vista grafico, quanto siano decisamente limitate le variazioni granulometriche imposte in questa fase dello studio. Anche in questo caso, come in precedenza, sono stati compattati diversi campioni alla pressa giratoria (sempre mediante 100 giri), valutandone parametri di lavorabilità e caratteristiche volumetriche (Tabella 6.3.3). In questo caso per la compattazione, visto che l'influenza del tipo di bitume e temperatura erano già stati oggetto dell'iterazione precedente, si è fatto uso di un solo tipo di legante (bitume 50/70) e di una sola temperatura di compattazione (pari a quella di equiviscosità), in modo così da poter valutare gli effetti che agiscono sul processo di addensamento dovuti esclusivamente ai parametri caratterizzanti sopraccitati:

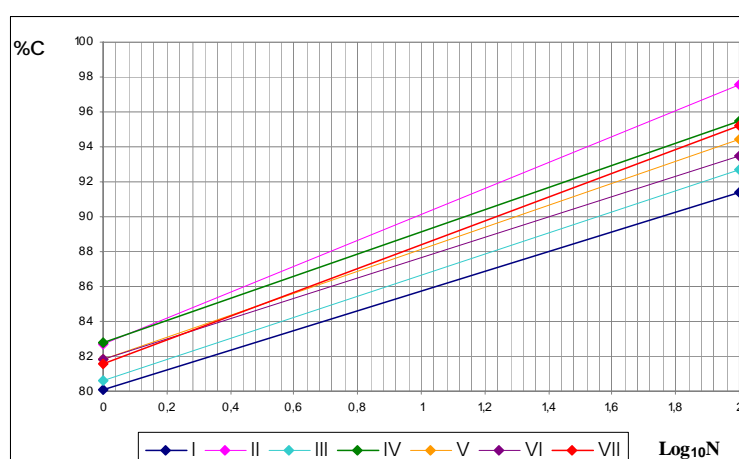


Grafico 6.3.7: Curve di compattazione

PARAMETRO	GRANULOMETRIA DI PROVA						
	I	II	III	IV	V	VI	VII
k	5.63	7.45	6.06	6.34	6.32	5.84	6.82
C₁	80.1	82.7	80.6	82.8	81.8	81.8	81.6
% Vuoti	8.80	2.40	7.40	4.60	5.60	6.60	4.90

Tabella 6.3.3: Parametri di lavorabilità e volumetrici

6.4 3° LIVELLO: GRANDI DISCONTINUITÀ GRANULOMETRICHE

Giunti a questo livello, si è cercato di analizzare più approfonditamente l'influenza della granulometria dello scheletro litico nel fenomeno di compattazione dei conglomerati bituminosi. Si sono pertanto create, partendo dalla curva di riferimento *Centro Fuso CIRS* di uno strato di collegamento, delle marcate e sensibili discontinuità nella distribuzione granulometrica, agendo sulle frazioni più fini ed in particolare sul trattenuto ai setacci con apertura di maglia 2 mm, 0.400 mm e 0.180 mm. La discontinuità granulometrica è stata realizzata eliminando completamente il trattenuto, a turno, da ognuno di questi singoli setacci. Come per gli altri livelli però, ovvero per cercare di assicurare uniformità di studio, quindi affinché il materiale inserito all'interno della fustella presentasse sempre la stessa massa di aggregato (circa 3000 grammi per tutti i campioni compattati) ovviamente il quantitativo eliminato dal singolo setaccio doveva essere in qualche modo compensato con altro materiale: a tal fine si sono originate due metodologie di compensazione. La prima (che verrà d'ora in poi denominata **P**) ha supposto che la compensazione dovesse essere a carico esclusivo del setaccio immediatamente successivo a quello in cui era avvenuta la detrazione di materiale, la seconda metodologia (**O**) presupponeva che la compensazione invece dovesse riguardare l'intera distribuzione granulometrica (in base ai passanti progressivi di ciascun setaccio). Si sono pertanto originate sei nuove distribuzioni granulometriche denominate 2P, 0.400P, 0.180P, 2O, 0.400O e 0.180O (in cui il numero indica il setaccio dove è avvenuta la detrazione del

materiale, mentre la lettera la metodologia di compensazione) a cui sono state nuovamente affiancate le distribuzioni del fuso granulometrica CIRS (Centro Fuso, Fuso Superiore e Fuso Inferiore).

La differenza tra le due metodologie risulta decisamente più chiara se si analizzano le percentuali di passante ai vari setacci (Tabella 6.4.1), in cui si può osservare come la metodologia di compensazione denominata **P** origini curve che sono speculari al Centro Fuso sino alla discontinuità, per poi, una volta superata, ritornare a aderire perfettamente ad esso; la compensazione **O**, invece, origina a curve che si distaccano immediatamente dall'andamento del Centro Fuso di riferimento, poiché tale metodologia porta ad una variazione di tutti i passanti ai vari setacci:

APERTURA DI MAGLIA CRIVELLO/SETACCIO [mm]	PASSANTE PROGRESSIVO [%]								
	CF	FS	FI	2P	2O	0.400P	0.400O	0.180P	0.180O
25	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
15	75.0	85.0	65.0	75.0	71.1	75.0	70.1	75.0	73.7
10	65.0	75.0	55.0	65.0	59.5	65.0	58.1	65.0	63.2
5	45.0	55.0	35.0	45.0	36.4	45.0	34.1	45.0	42.1
2	31.5	38.0	25.0	45.0	36.4	31.5	18.0	31.5	27.9
0.400	15.0	20.0	10.0	15.0	17.3	31.5	18.0	15.0	10.5
0.180	10.0	15.0	5.0	10.6	11.6	10.0	12.0	15.0	10.5
0.075	6.0	8.0	4.0	6.0	6.9	6.0	7.2	6.0	6.3

Tabella 6.4.1: Passanti progressivi delle distribuzioni granulometriche utilizzate

6.4.1 COMPATTAZIONE SENZA LEGANTE

Inizialmente si è cercato di osservare esclusivamente il comportamento della distribuzione granulometrica: a tal fine si è quindi impostato un approccio diverso da quello tradizionale, ovvero si sono compattati diversi campioni, a temperatura ambiente, per ciascuna distribuzione granulometrica, esclusivamente di aggregato

(utilizzando gli stessi parametri di prova di utilizzati nei livelli precedenti). L'unica differenza è risultata essere l'impossibilità di valutare la massa volumica del campione così compattato con le tradizionali metodologie (in quanto, pur manifestando un'apparente coesione, risultava essere molto fragile e difficile da movimentare); per questo la massa volumica è stata valutata in maniera geometrica, come rapporto tra la massa di materiale inserito nella fustella ed il suo volume (noto) al termine del processo di compattazione.

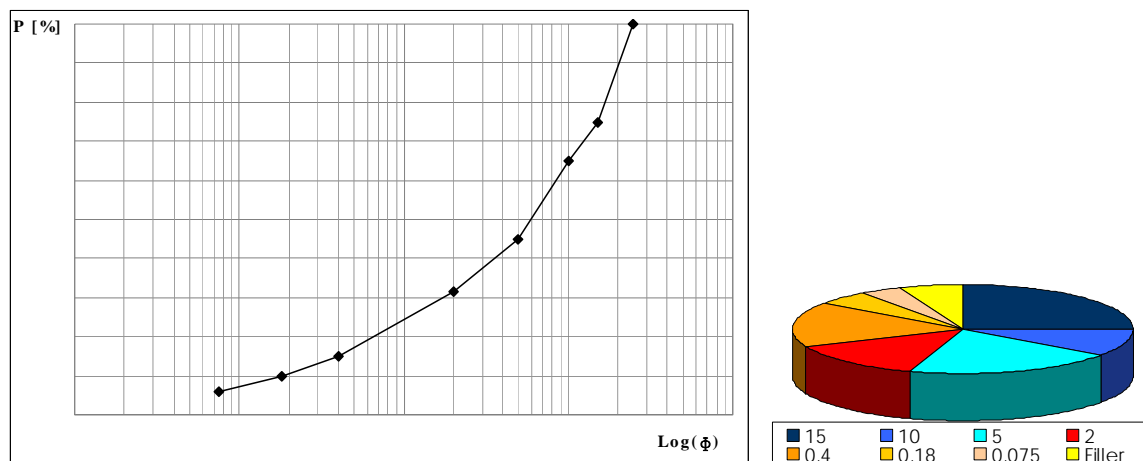


Grafico 6.4.1.1: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci Centro Fuso

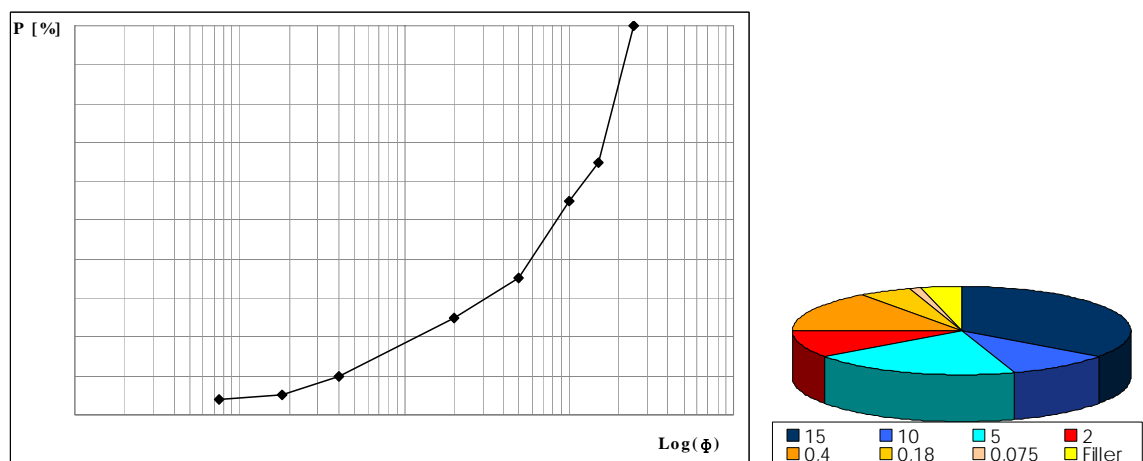


Grafico 6.4.1.2: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci fuso inferiore

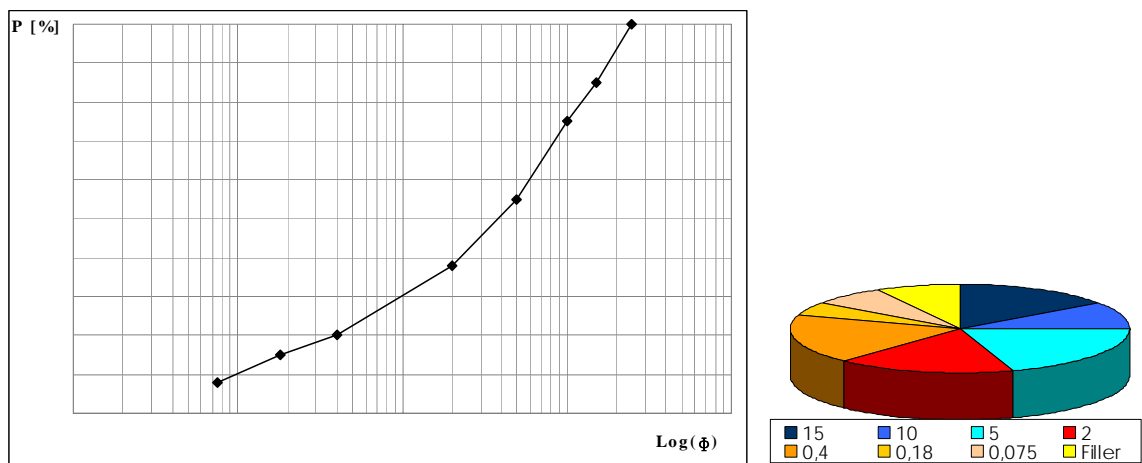


Grafico 6.4.1.3: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci fuso superiore

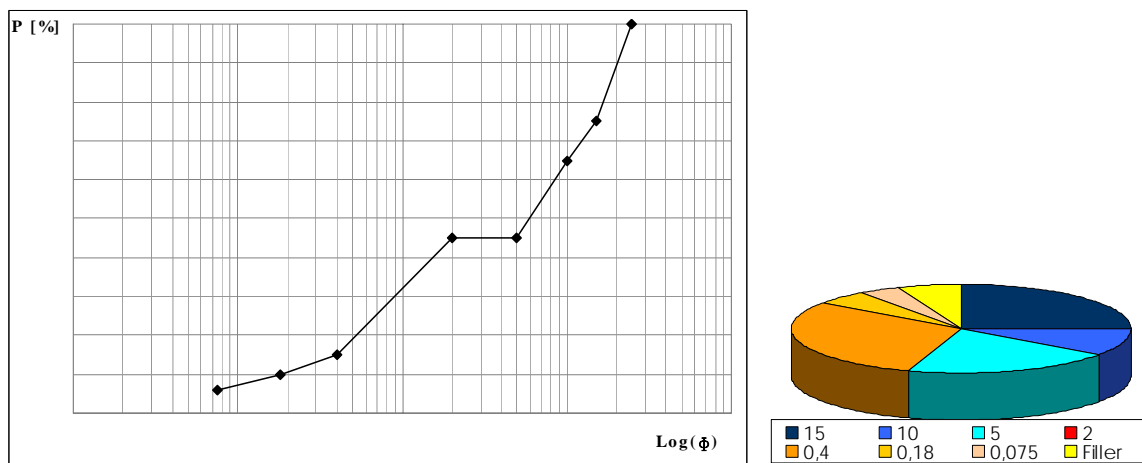


Grafico 6.4.1.4: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci 2P

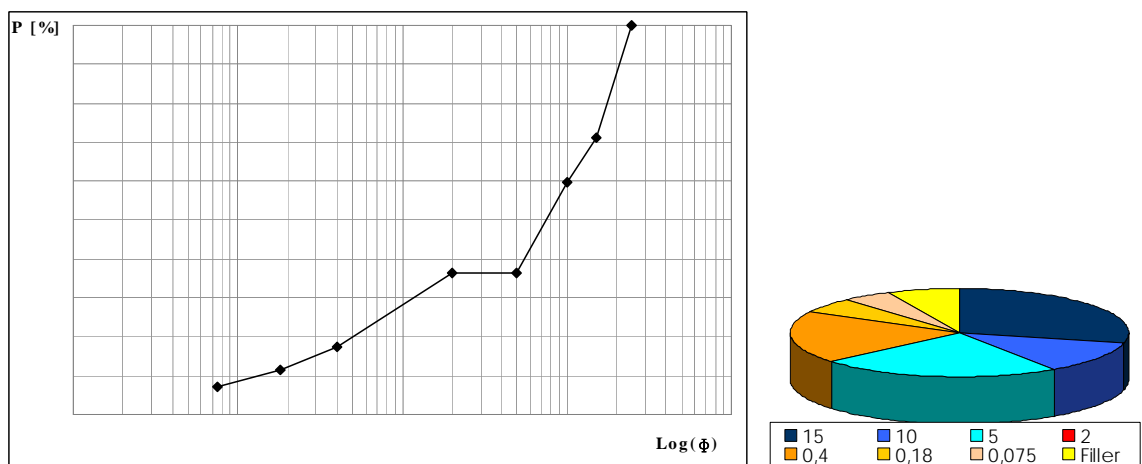


Grafico 6.4.1.5: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci 20

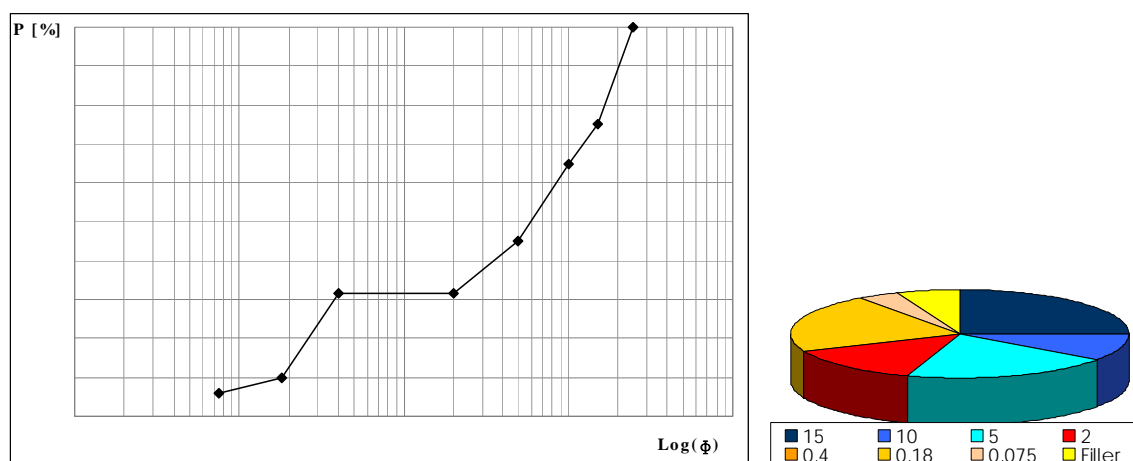


Grafico 6.4.1.6: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci 0.400P

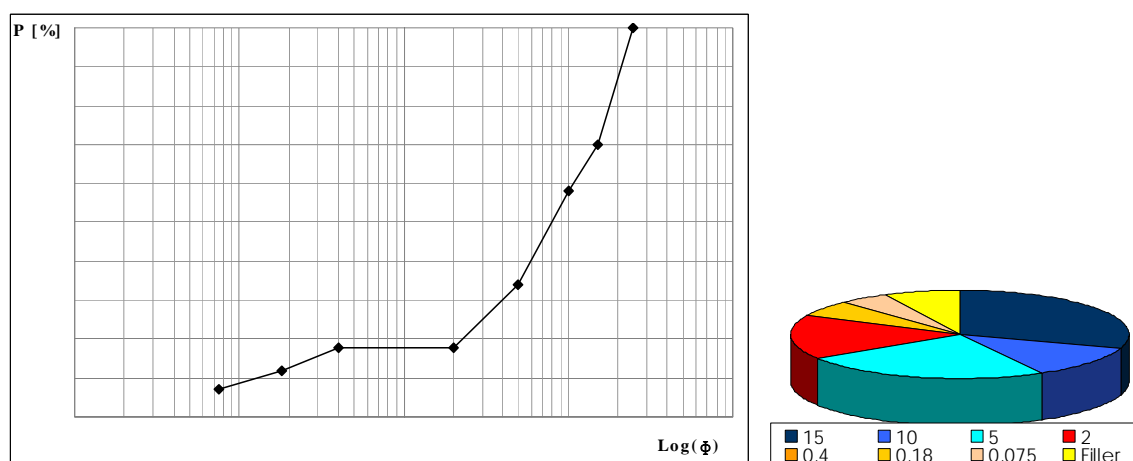


Grafico 6.4.1.7: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci 0.400O

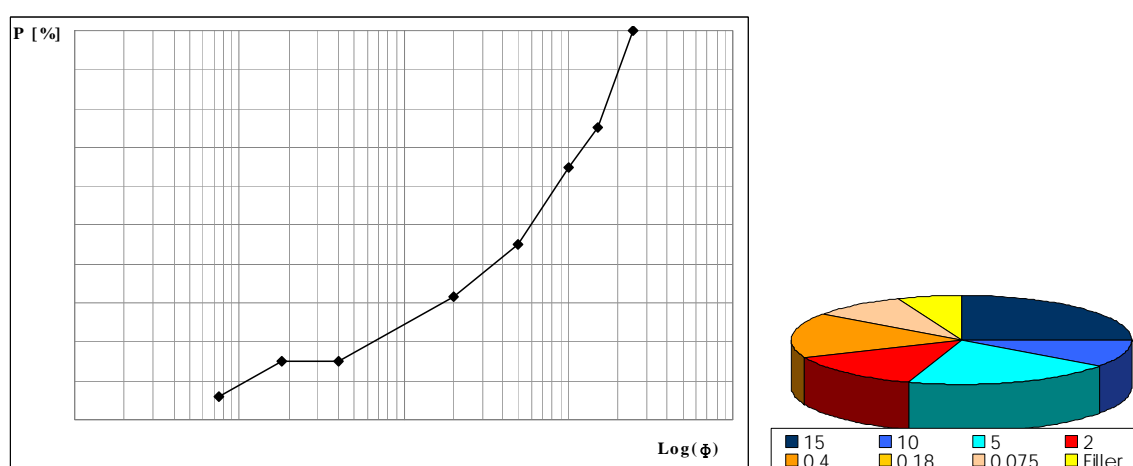


Grafico 6.4.1.8: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci 0.180P

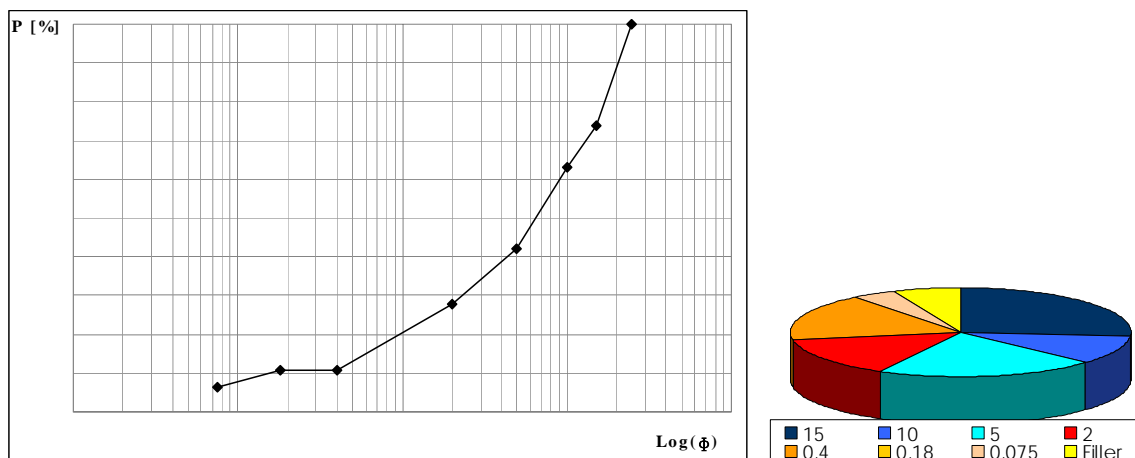


Grafico 6.4.1.9: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci 0.1800

In Grafico 6.4.1.10 e in Tabella 6.4.1.1 sono riassunti gli andamenti delle curve di compattazione e dei parametri di lavorabilità così ottenuti:

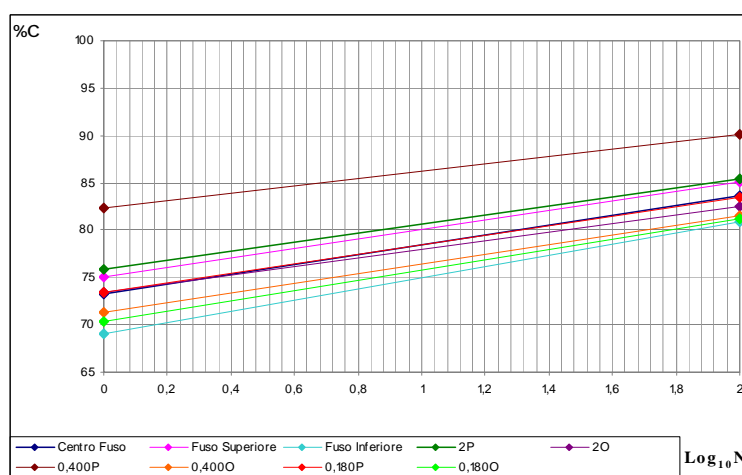


Grafico 6.4.1.10: Curve di compattazione grandi discontinuità senza legante

PARAMETRO	GRANULOMETRIA DI PROVA								
	CF	FS	FI	2P	2O	0.400P	0.400O	0.180P	0.180O
k	5.18	5.05	5.92	4.79	4.46	3.89	5.13	4.95	5.46
C ₁	73.3	75.0	69.0	75.8	73.5	82.4	71.3	73.5	70.3
% Vuoti	16.40	13.30	19.10	14.60	17.50	9.80	18.20	16.50	18.70

Tabella 6.4.1.1: Parametri di lavorabilità e volumetrici

6.4.2 COMPATTAZIONE CON LEGANTE

Come la logica con cui si è sviluppato questo lavoro di ricerca richiedeva, analizzate le caratteristiche di lavorabilità dell'aggregato singolarmente, il passaggio conseguente è stato realizzare con le stesse distribuzioni granulometriche delle miscele bituminose utilizzando un'unica tipologia di legante (come per quanto accaduto per le piccole variazioni granulometriche bitume 50/70), mescolate e compattate alla temperatura di equiviscosità stabilita dalla norma CNR n°.30, per verificare come le caratteristiche di lavorabilità mutassero per effetto di ciò.

A parte la granulometria, l'unico altro fattore di distinzione tra le varie miscele è stata la percentuale di legante. Questo perché si è determinato, per ciascuna distribuzione di aggregato, il contenuto ottimale di legante mediante il metodo francese di Duriez, secondo cui è necessario che il legante formi un sottile strato collante sulla superficie degli elementi dell'aggregato. In base a considerazioni (in parte di natura teorica ed in parte empirica), detta Σ la *superficie specifica* per unità di peso di una distribuzione granulometrica qualsiasi, essa è data da:

$$\Sigma = \frac{1}{100} \cdot (0.17 \cdot G + 0.33 \cdot g + 2.30 \cdot A + 12 \cdot a + 135 \cdot f) ,$$

ove G è la percentuale in peso dell'inerte di dimensioni superiori a 10 mm, g la percentuale di dimensioni comprese fra 5 mm e 10 mm, a quella fra 0.08 mm e 0.3 mm ed f la percentuale di filler.

Dal valore della superficie specifica possiamo ricavare la percentuale in peso di legante da utilizzare:

$$\% \text{ Bitume} = \bar{k} \cdot \Sigma^{1/5} ,$$

in cui \bar{k} , *modulo di ricchezza del legante*, è funzione della tipologia di infrastruttura viaria che si andrà a realizzare (da 3.75 per strade a traffico pesante a 5.25 per il rivestimento di canali). Nel nostro caso abbiamo assunto \bar{k} pari a 3.75.

Nella Tabella 6.4.2.1 sono riportati i valori di superficie nominale e di percentuale di legante utilizzate per la preparazione delle nove miscele analizzate:

PARAMETRO	GRANULOMETRIA DI PROVA								
	CF	FS	FI	2P	2O	0.400P	0.400O	0.180P	0.180O
Σ	9.90	12.90	6.60	9.80	10.90	10.60	11.20	9.90	9.80
% Bitume	5.93	6.25	5.47	5.92	6.05	6.01	6.08	5.93	5.92

Tabella 6.4.2.1: Superficie specifica nominale e percentuale di legante delle miscele bituminose analizzate

Dal processo di compattazione si sono quindi ottenuti i seguenti risultati:

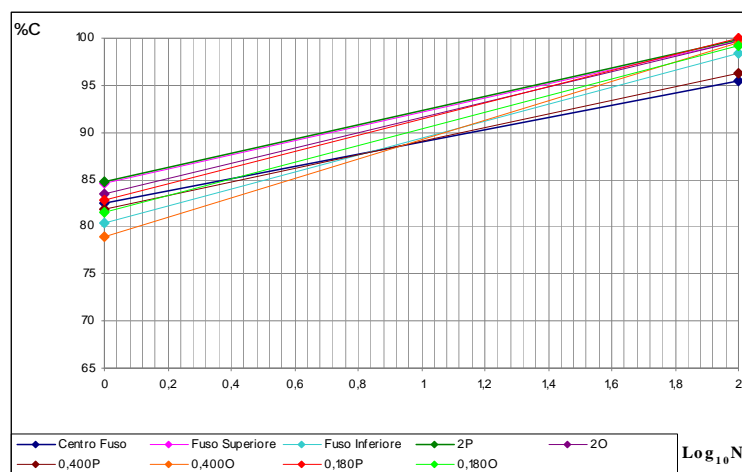


Grafico 6.4.2.1: Curve di compattazione grandi discontinuità con legante

PARAMETRO	GRANULOMETRIA DI PROVA								
	CF	FS	FI	2P	2O	0.400P	0.400O	0.180P	0.180O
k	6.47	7.82	8.98	7.70	8.13	7.16	10.23	8.59	8.81
C ₁	82.5	84.6	80.4	84.7	83.4	81.9	79.0	82.8	81.5
% Vuoti	4.61	0.30	1.73	0.16	0.75	3.82	0.76	0.42	1.01

Tabella 6.4.2.2: Parametri di lavorabilità e volumetrici

6.4.3 COMPATTAZIONE DI MALTE BITUMINOSE

Per affinare ulteriormente il dettaglio della ricerca, si è cercato di analizzare come le varie classi granulometriche riuscissero ad influenzare le caratteristiche di addensabilità di un conglomerato bituminoso, o, più precisamente, quali fossero i contributi che la frazione più fine (minore di 5 mm) e quella più grossa (maggiore di 5 mm) dell'aggregato apportano alla lavorabilità di un conglomerato bituminoso; agendo in questo modo si è tentato di studiare quindi quali potessero essere le frazioni granulometriche che governassero all'origine il fenomeno della compattazione (sia in termini qualitativi che da un punto di vista quantitativo).

A tal fine, partendo dalle distribuzioni granulometriche precedenti, si sono isolate le classi più fini (minori di 2 mm), eliminando completamente tutto ciò che era a pezzatura maggiore, originando nuove granulometrie più fini, caratteristiche più di una malta che di un conglomerato vero e proprio. Infatti, partendo dal Fuso CIRS, utilizzato in precedenza, si sono create una serie di curve analoghe alle precedenti, inducendo le medesime discontinuità granulometriche create in precedenza:

APERTURA DI MAGLIA CRIVELLO/SETACCIO [mm]	PASSANTE PROGRESSIVO [%]								
	CFM	FSM	FIM	2PM	2OM	0.400PM	0.400OM	0.180PM	0.180OM
5	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
2	70.0	69.1	71.4	100.0	100.0	70.0	52.8	70.0	66.3
0.400	33.3	36.4	28.6	33.3	47.5	70.0	52.8	33.3	24.9
0.180	22.2	27.3	14.3	22.2	31.9	22.2	35.2	33.3	24.9
0.075	13.3	14.5	11.4	13.3	19.0	13.3	21.1	13.3	15.0

Tabella 6.4.3.1: Passanti progressivi delle distribuzioni granulometriche utilizzate per le malte

Graficamente:

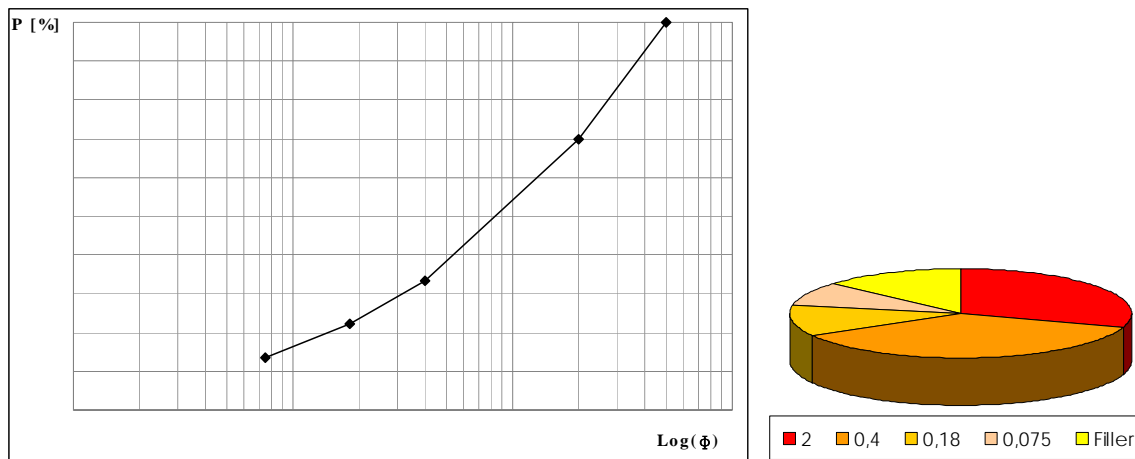


Grafico 6.4.3.1: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci CFM

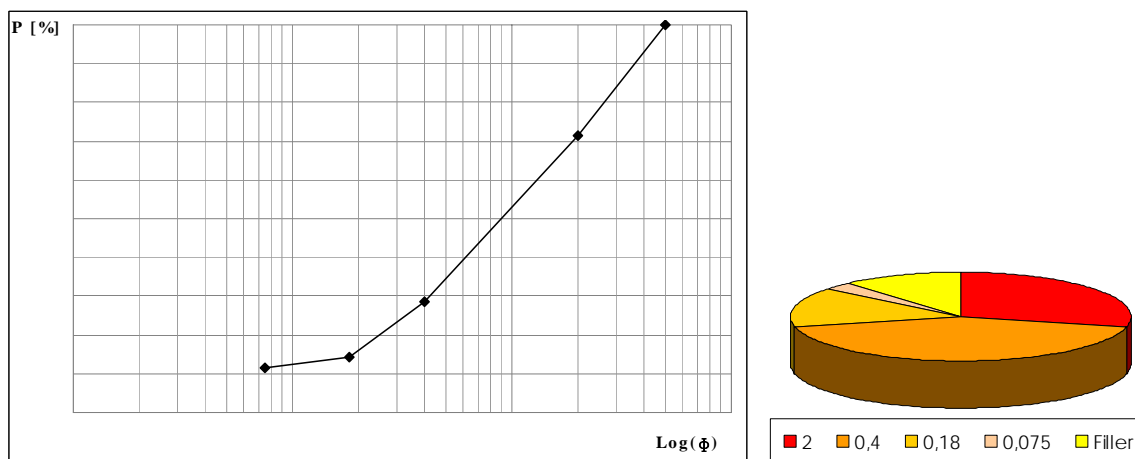


Grafico 6.4.3.2: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci FIM

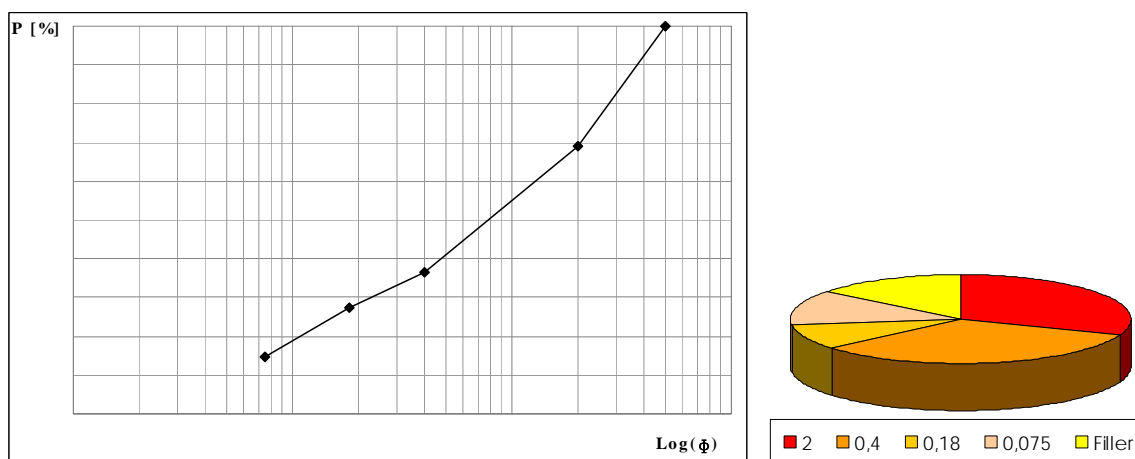


Grafico 6.4.3.3: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci FSM

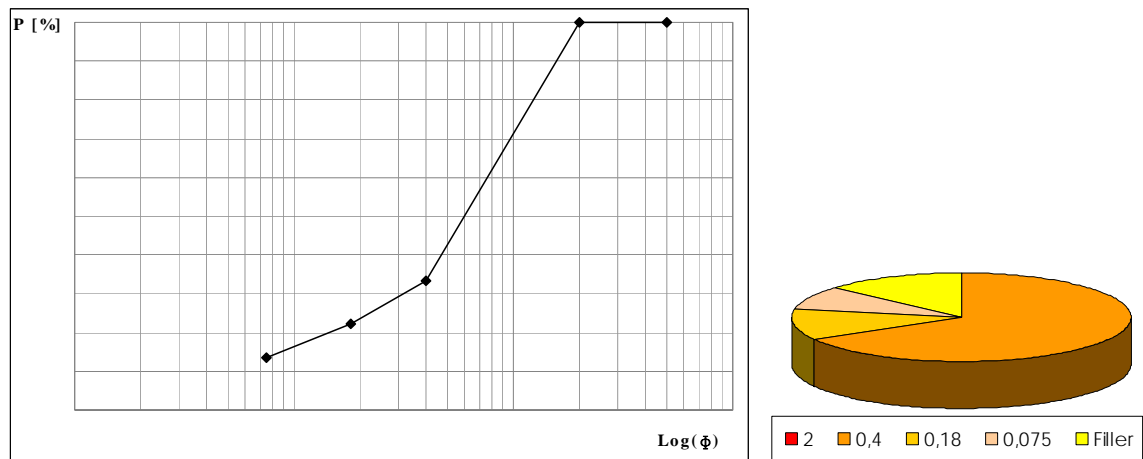


Grafico 6.4.3.4: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci 2PM

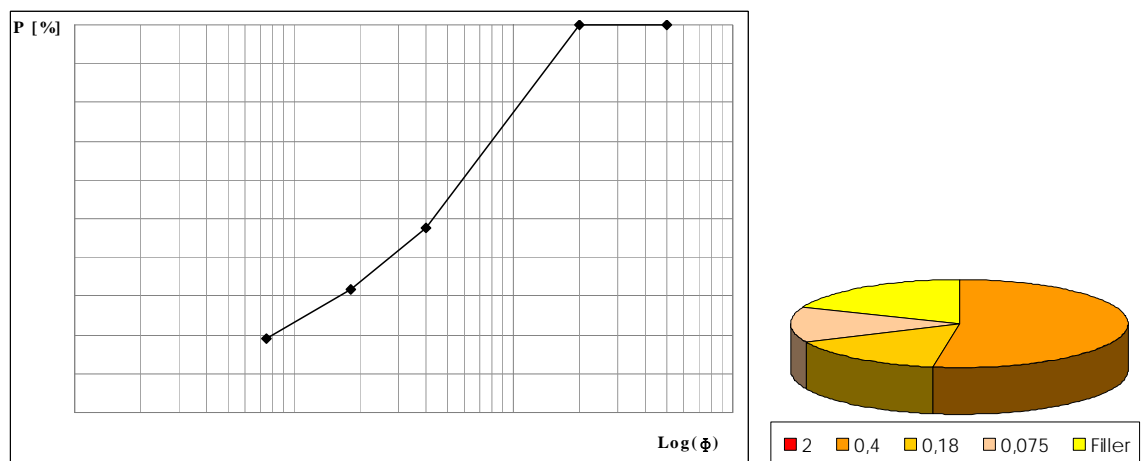


Grafico 6.4.3.5: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci 2OM

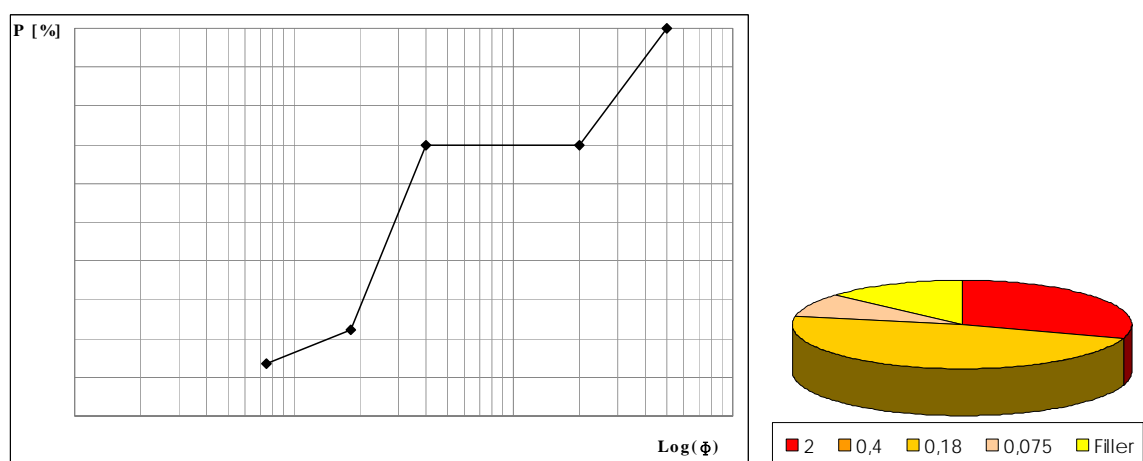
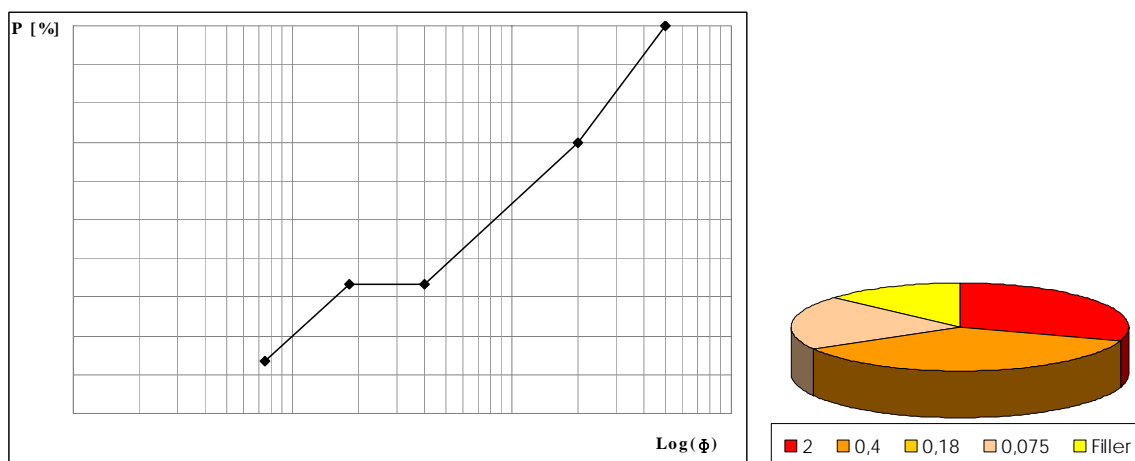
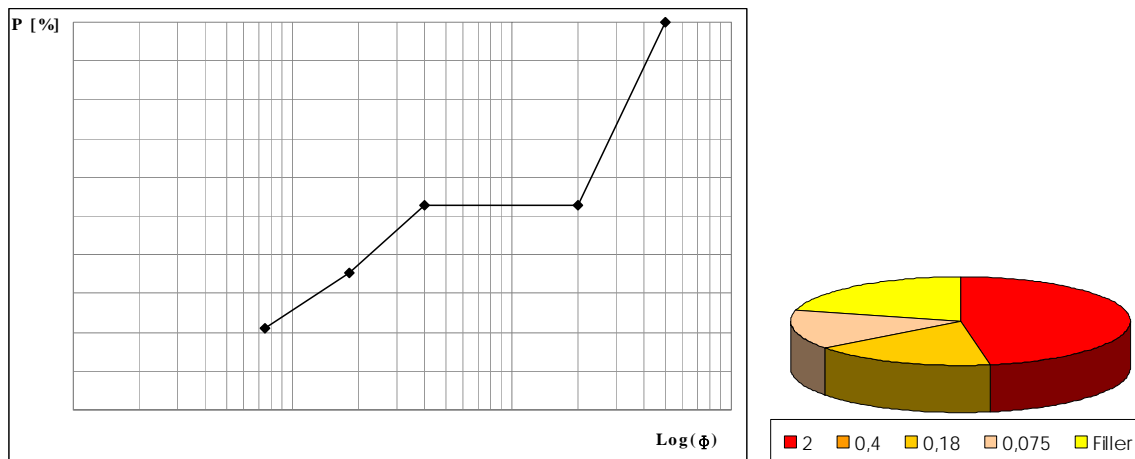


Grafico 6.4.3.6: Distribuzione granulometrica e trattenuti ai singoli setacci 0.400PM



Anche in questo caso si è utilizzato un solo bitume (50/70) per la realizzazione delle miscele. Per la determinazione del contenuto ottimale di legante si è fatto nuovamente ricorso al metodo di Duriez: trattandosi però di malte (materiale quindi molto fine) si è deciso di far riferimento, per la valutazione della superficie specifica, alla relazione semplificata:

$$\Sigma = 2.5 + 1.3 \cdot f$$

in cui f rappresenta la percentuale di filler.

Ne derivano i seguenti valori:

PARAMETRO	GRANULOMETRIA DI PROVA								
	CFM	FSM	FIM	2PM	2OM	0.400PM	0.400OM	0.180PM	0.180OM
Σ	19.79	21.35	17.32	19.79	27.20	19.79	29.93	19.79	22.0
% Bitume	6.81	6.92	6.63	6.81	7.26	6.81	7.40	6.81	6.96

Tabella 6.4.3.2: Superficie specifica nominale e percentuale di legante delle malte bituminose analizzate

Dal processo di compattazione, eseguito in condizioni di equiviscosità, si sono quindi ottenuti i seguenti risultati:

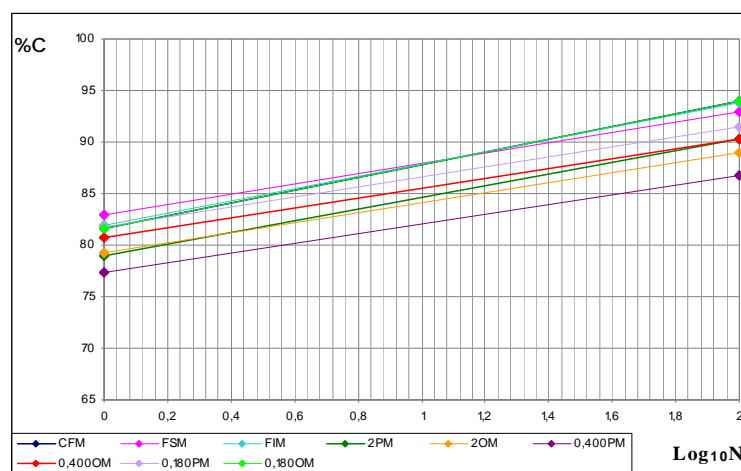


Grafico 6.4.310: Curve di compattazione malte

PARAMETRO	GRANULOMETRIA DI PROVA								
	CFM	FSM	FIM	2PM	2OM	0.400PM	0.400OM	0.180PM	0.180OM
k	6.19	5.05	5.94	5.68	4.85	4.66	4.82	4.87	6.19
C₁	81.6	82.9	81.9	79.0	79.3	77.4	80.7	81.8	81.6
% Vuoti	6.79	7.03	6.29	9.73	11.03	13.36	9.80	8.48	6.02

Tabella 6.4.3.3: Parametri di lavorabilità e volumetrici malte

CAPITOLO 7 – UN MODELLO ANALOGICO PER LA SIMULAZIONE DELLA COMPATTAZIONE GIRATORIA

7.1 PREMESSA

Analizzando le caratteristiche di lavorabilità di un conglomerato bituminoso, si è avvertita la necessità di approfondire la conoscenza del fenomeno da un punto di vista della modellazione. Siccome il comportamento del legante bituminoso è stato caratterizzato tramite svariati modelli reologici, più o meno consoni alla simulazione del suo comportamento, si è ritenuto fosse interessante cercare di predisporre un modello analogico che permettesse di valutare più approfonditamente ciò che avviene durante il processo di compattazione giratoria. L'obiettivo primario è stato quello di ricercare un modello che fosse in grado di riprodurre fedelmente ciò che da

un punto di vista deformativo realmente accade al materiale bituminoso inserito in una fustella e sottoposto a compattazione giratoria; successivamente, mediante l'analisi dei parametri utilizzati nella modellazione, si è cercato di verificare ciò che effettivamente influenza, e in che entità, il fenomeno costipativo.

La genesi del modello più consono a rappresentare tale fenomeno non è stata immediata, ma ha seguito un cammino graduale che è partito dall'analisi di un modello decisamente semplice (due parametri) per arrivare, dopo successive iterazioni, a quello finale (quattro parametri) che sembra aderire perfettamente a ciò che avviene sperimentalmente.

7.2 MODELLO A DUE PARAMETRI

Il primo modello supposto, per semplicità e per stabilire un punto di partenza, è stato, come anticipato, un modello molto semplice, analogo al modello di Kelvin-Voigt per i leganti bituminosi:

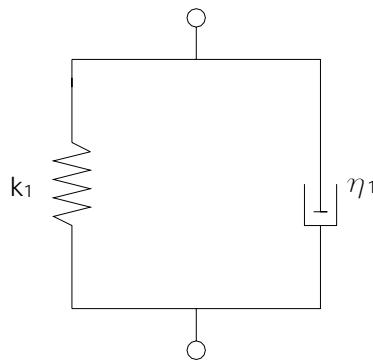


Figura 7.2.1: Modello a due parametri

La semplicità del modello è evidente ed i due parametri, nell'ottica della sperimentazione, avrebbero dovuto rappresentare il comportamento del bitume (η_1) e dello scheletro litico (k_1).

Durante il processo di compattazione, come visto in precedenza e come a tutti noto, il materiale posto all'interno della fustella subisce una compattazione che in termini volumetrici corrisponde ad una progressiva diminuzione della percentuale dei vuoti residui della miscela bituminosa, ovvero ad una graduale diminuzione della sua altezza.

Lo spostamento verticale della testa di carico aumenta fino ad un valore pari alla condizione di massima addensabilità del campione. Tale spostamento può essere inoltre impiegato per la valutazione della deformazione verticale media, progressivamente calcolata come rapporto rispetto all'altezza iniziale:

$$Deformazione_{i-esimogiro} = \frac{spostamento_{i-esimogiro}}{h_1}$$

Graficamente, sapendo che la pressa giratoria ha una velocità di 30 rpm (pertanto compie un giro ogni due secondi):

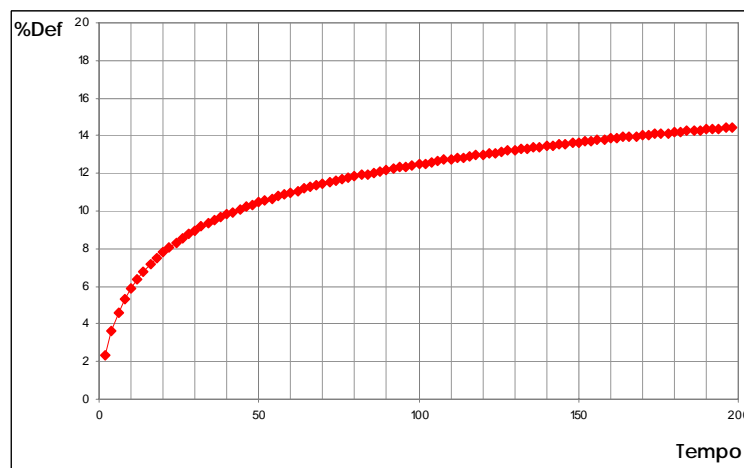


Grafico 7.2.1: Andamento della deformazione misurate nel tempo

Mediante semplici ed opportune considerazioni di equilibrio, è possibile altresì calcolare la deformazione utilizzando il modello supposto; infatti:

$$Deformazione_{i-esimogiro} = \frac{F}{\left(k_1 + \frac{\eta_1}{t}\right)} :$$

F rappresenta la forza che agisce sul materiale, mentre t rappresenta il tempo di applicazione del carico. Sapendo che la pressa giratoria esercita sulla superficie del campione una pressione costante pari a 600 kPa, la determinazione di F è risultata immediata, nota la geometria della fustella (nel nostro caso 150 mm di diametro), e pari a 10602.9 N.

In termini grafici:

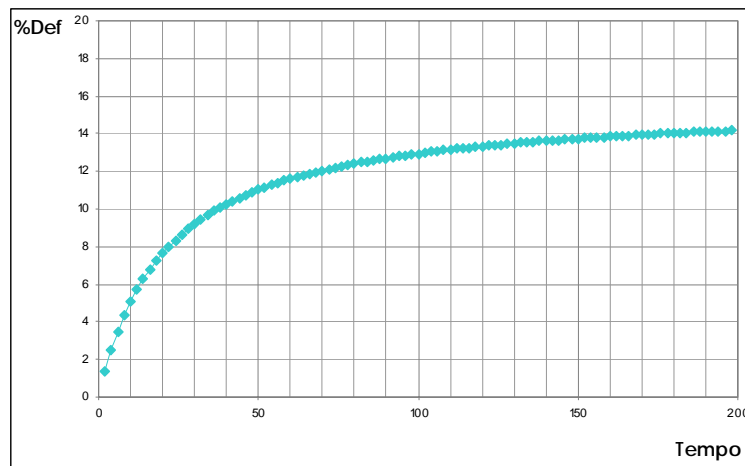


Grafico 7.2.2: Andamento della deformazione calcolate tramite modellazione nel tempo

Confrontando l'andamento reale con quello del modello:

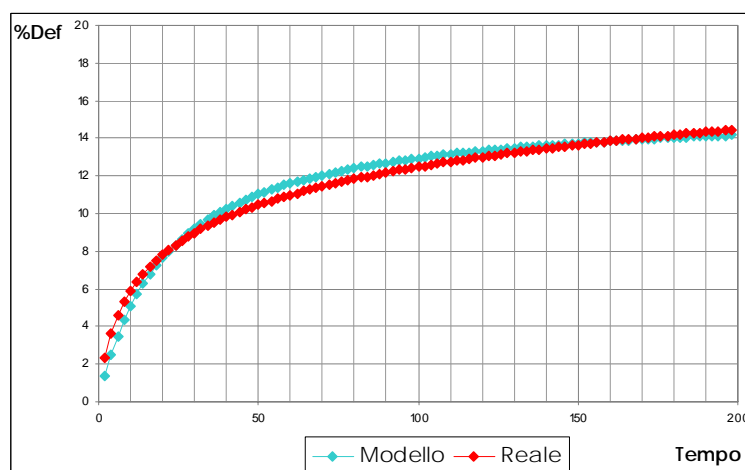


Grafico 7.2.3: Confronto tra gli andamenti deformativi reali ed analogici

Si sono potute osservare delle variabilità troppo marcate per ritenere che il modello in questione potesse essere un modello sufficientemente affidabile e preciso.

Per questo motivo la scelta più logica è stata quella di inserire un grado di difficoltà maggiore, trasformando un modello a due parametri in un modello a tre parametri.

7.3 MODELLO A TRE PARAMETRI

Per superare le difficoltà di aderenza tra la modellazione analogica e ciò che avviene nella realtà, come detto, si è pensato di aggiungere in serie al modello precedente uno smorzatore:

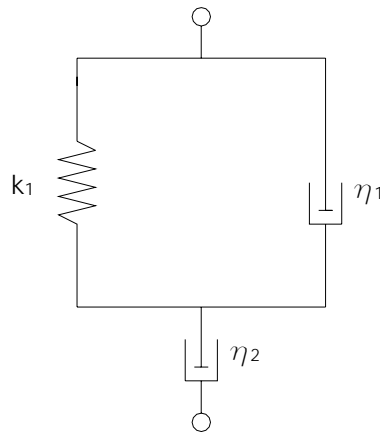


Figura 7.3.1: Modello a tre parametri

Nell'ottica volumetrica di un conglomerato bituminoso, k_1 rappresentava lo scheletro litico (come in precedenza) mentre il contributo del bitume in questo caso era dato dalla pellicola di legante che rivestiva i granuli di aggregato (η_1) e dal bitume che effettivamente esercitava la funzione di legante (η_2).

Il legame costitutivo del modello ovviamente presentava un maggior grado di difficoltà rispetto al precedente:

$$Deformazione_{i-esimogiro} = F \cdot \left(\frac{1}{k_1 + \frac{\eta_1}{t}} + \frac{t}{\eta_2} \right).$$

Da cui graficamente:

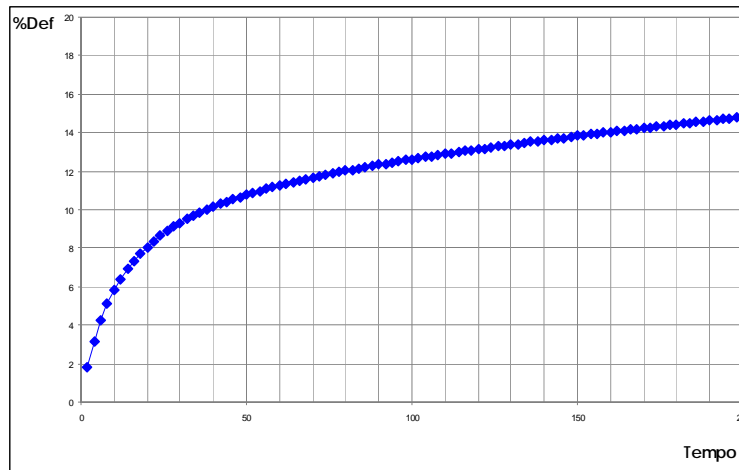


Grafico 7.3.1: Andamento della deformazione calcolate tramite modellazione nel tempo
(tre parametri)

Per valutare la correttezza del modello è necessario anche in questo caso confrontarlo con il caso reale:

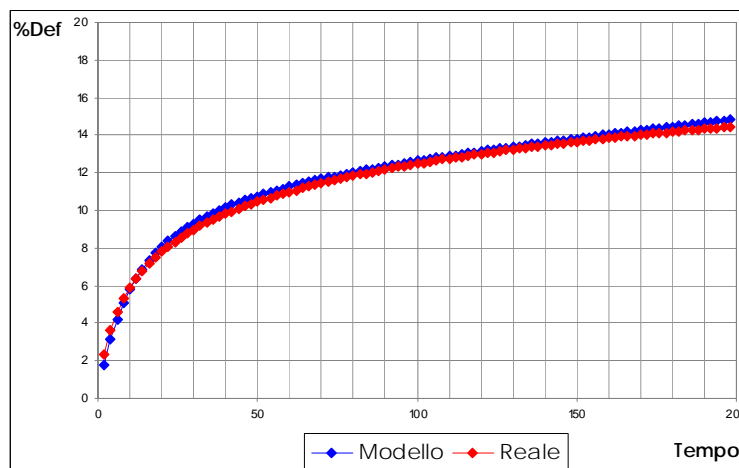


Grafico 7.3.2: Confronto tra gli andamenti deformativi reali ed analogici

Seppur maggiormente affidabile rispetto al modello precedente, anche il modello a tre parametri si può notare come presenti tratti di perfetta aderenza con i dati sperimentali, ma anche tratti (pur limitati) in cui lo scostamento è ancora abbastanza elevato e decisamente non consoni con il grado di dettaglio richiesto e preteso da questa indagine.

7.4 MODELLO A QUATTRO PARAMETRI

Per superare definitivamente le problematiche di non perfetta simulazione inerenti ai modelli precedenti, si è proposto infine un nuovo modello, a quattro parametri, inserendo in parallelo al modello precedente un'ulteriore condizione di rigidità (ovvero una molla dotata di rigidità k_2):

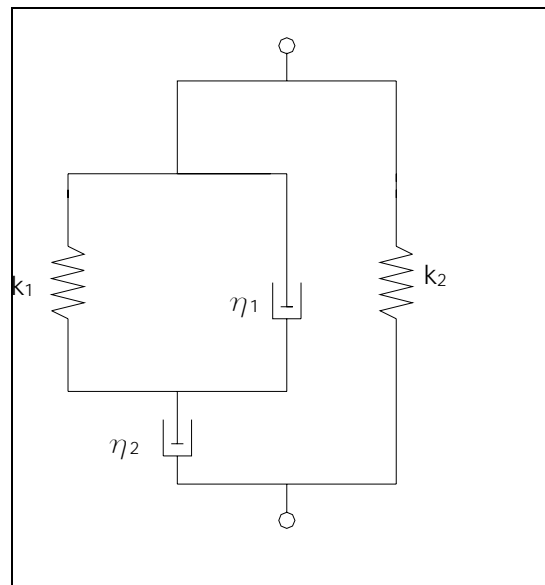


Figura 7.4.1: Modello a quattro parametri

In relazione a quelli che sono i costituenti e le loro funzioni all'interno di un conglomerato bituminoso, si ritiene che il blocco $k_1 - \eta_1$ possa rappresentare l'aggregato rivestito di bitume, η_2 il bitume con funzione di legante, mentre k_2 possa rappresentare lo scheletro litico visto nel suo insieme (o un parametro ad esso strettamente legato).

Ovviamente il legame costitutivo in questo caso si complica ulteriormente; infatti:

$$Deformazione_{i-esimogiro} = \frac{F}{\frac{\left(k_1 + \frac{\eta_1}{t}\right) \cdot k_2}{k_2 + t \cdot \left(k_1 + \frac{\eta_1}{t}\right)} + \eta_2}$$

da cui, con opportune semplificazioni otteniamo:

$$Deformazione_{i-esimogiro} = \frac{F}{\frac{1}{\frac{1}{\left(k_1 + \frac{\eta_1}{t}\right)} + \frac{t}{k_2}} + \eta_2}}$$

In termini grafici:

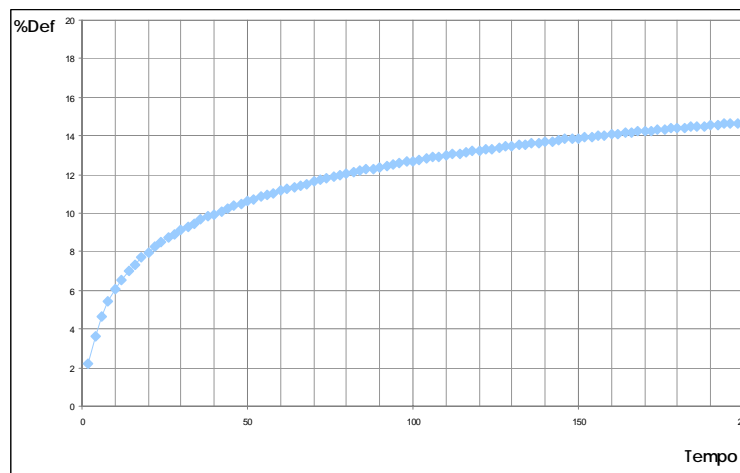


Grafico 7.4.1: Andamento della deformazione calcolate tramite modellazione nel tempo (quattro parametri)

Ovviamente, come nei casi precedenti, la validità del modello è stata valutata relazionando le deformazioni così ottenute con quelle realmente misurate e registrate durante il processo di compattazione:

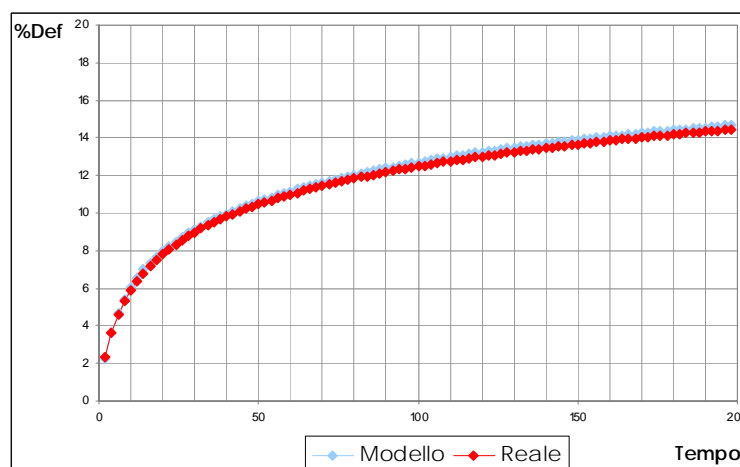


Grafico 7.4.2: Confronto tra gli andamenti deformativi reali ed analogici

In scala semilogaritmica:

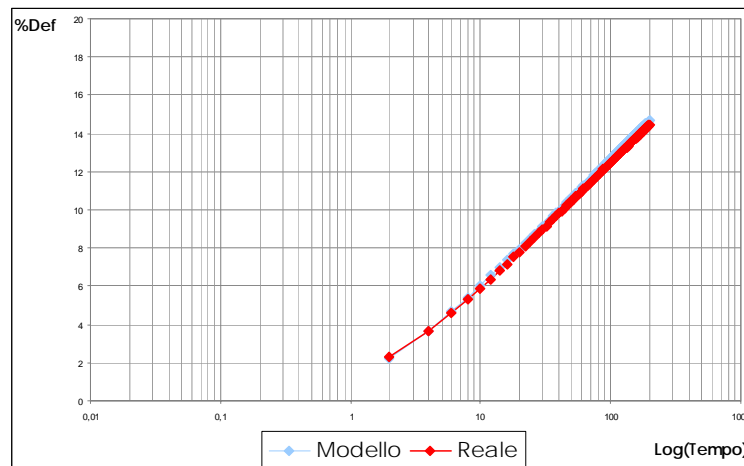


Grafico 7.4.2: Confronto tra gli andamenti deformativi reali ed analogici (scala semilogaritmica)

Possiamo notare in questo caso perfetta aderenza tra le due modalità di valutazione delle deformazioni, cosa peraltro confermata dal confronto numerico fra i dati reali e quelli ottenuti mediante modellazione, in cui si osserva un errore totale, dato dalla sommatoria delle differenze tra dati reali e di modello ad ogni singolo giro valutate mediante il procedimento dei minimi quadrati, variabile tra 0.02% e 0.05%, pertanto ampiamente soddisfacente.

Analizzando in termini analitici l'andamento delle deformazioni, si è osservato come esse abbiano un trend di crescita tipicamente logaritmico, rappresentabile dall'equazione:

$$Deformazione_{i-esima} = C \cdot Ln(t_{i-esimo}) - d$$

Anche dal confronto del coefficiente C e della costante d tra dati sperimentali ed analogici si è riscontrata una perfetta aderenza (ovviamente i singoli valori dei due coefficienti, così come quelli dei parametri del modello sono differenti in relazione alla tipologia di materiale analizzato e dalle condizioni al contorno, come vedremo nei capitoli successivi):

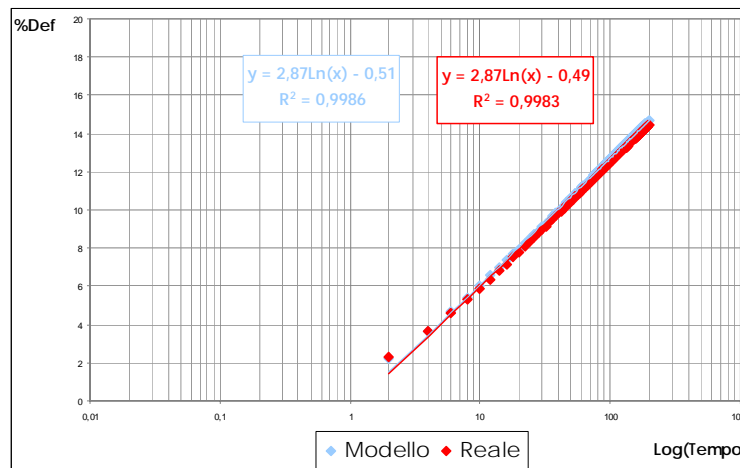


Grafico 7.4.3: Confronto tra le regressioni deformative reali ed analogiche

Parallelamente all'analisi deformativa, l'utilizzo del modello ha permesso di valutare alcuni parametri energetici ritenuti importanti per il processo di compattazione. In primis si è valutata l'energia dissipata da ogni campione per raggiungere il grado di compattazione finale: nota, infatti, la forza esercitata dalla pressa giratoria sul materiale ad ogni giro (10602.9 N), l'energia finale risulterà essere:

$$E_{finale} = \sum_{i=2}^{i=n^{\circ} \text{ giri}} E_i = F \cdot (h_i - h_{i-1}) ,$$

ove con h si indica l'altezza del campione ed i rappresenta il numero di giri. Graficamente:

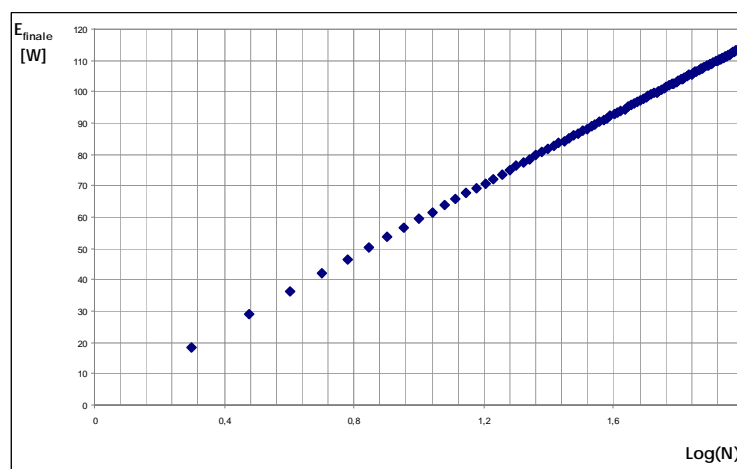


Grafico 7.4.4: Energia immagazzinata durante il processo di compattazione giratoria

Infine, a completamento del discorso energetico iniziato, si è cercato di valutare la potenza che è stato necessario applicare durante il fenomeno costipativo al fine di ottenere le caratteristiche di addensabilità finali realmente ottenute. Sapendo che:

$$P = \frac{E_i}{t},$$

noti l'energia ad un dato giro i ed il tempo (pari al tempo necessario per compiere un giro completo, 2 secondi), il calcolo è stato pressoché immediato. Ma più che il valore assoluto, si è osservato come fosse decisamente più opportuno ed interessante rapportare tale valore all'unità di volume su cui esso agiva, individuando una grandezza denominata *Potenza Specifica Volumica* (PSV), ovvero la potenza necessaria affinché ad ogni giro si possa manifestare la diminuzione di volume di materiale caratteristica del processo di compattazione:

$$PotenzaSpecificaVolumica_i = \frac{P_i}{V_{i-1}} = \frac{P_i}{\frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot h_{i-1}},$$

in cui P rappresenta la potenza assoluta ed i numero del giro di compattazione giratoria. Osservando la rappresentazione grafica:

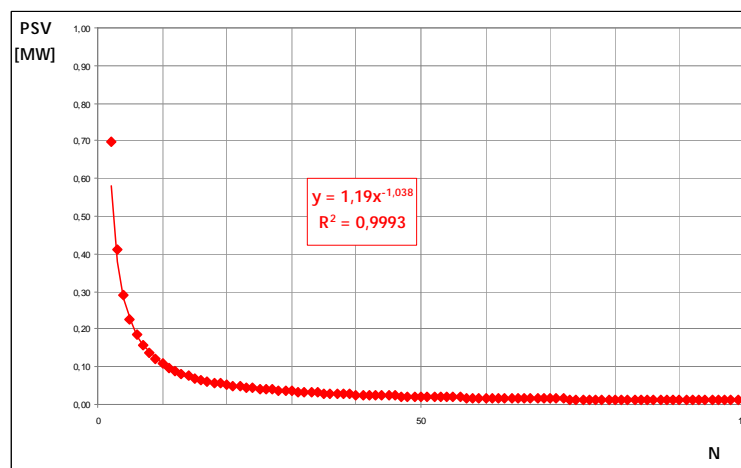


Grafico 7.4.5: Potenza Specifica Volumica (PSV)

Si è osservato un andamento comune a tutte le miscele bituminose utilizzate:

$$PSV = A \cdot N^{-b},$$

in cui "A" e "b" rappresentano due coefficienti funzione del tipo di miscela bituminosa e delle condizioni al contorno ed *N* rappresenta il numero di giri.

CAPITOLO 8 – DESCRIZIONE ED ANALISI DEI DATI OTTENUTI

8.1 PREMESSA

Dopo aver analizzato il programma di indagine seguito e aver commentato i modelli interpretativi presi in esame, nel seguito vengono esaminati i dati ottenuti. La descrizione di questi ultimi verrà di seguito differenziata, suddividendo la trattazione in un'analisi delle caratteristiche di lavorabilità (lavorabilità k e autoaddensamento C_1) ed in una descrizione approfondita dei singoli parametri modello proposto (k_1 , η_1 , k_2 e η_2).

Ovviamente verranno riportati esclusivamente i dati globali più significativi, per tutti i restanti (numerici e grafici) si rimanda all'appendice in allegato.

8.2 ANALISI DELLE CARATTERISTICHE DI ADDENSABILITÀ

8.2.1 1° LIVELLO: VARIAZIONE DI LEGANTE E TEMPERATURA DI COMPATTAZIONE

In questa fase della sperimentazione, come ampiamente spiegato nel Capitolo §6, si sono compattati diversi campioni cilindrici, aventi diametro di 150 mm, mediante 100 giri della pressa giratoria. Da un punto di vista compositivo, essi erano costituiti dalla stessa matrice litica (Centro Fuso CIRS per uno strato di collegamento) e dallo stesso quantitativo di bitume (5% in peso rispetto alla massa secca degli aggregati). Le differenze risiedevano nell'utilizzo di bitumi differenti (per l'esattezza quattro, 35/50, 50/70, 70/100 e 170/200) e nella temperatura a cui sono stati compattati (una di equiviscosità differente per i quattro leganti, due comuni a tutti i bitumi): questo perché si è voluto analizzare se, e come (in caso affermativo), la tipologia di legante e la temperatura influenzassero le caratteristiche di addensabilità di un conglomerato bituminoso.

Per quanto concerne l'influenza della tipologia di legante possiamo fare riferimento ai dati riportati nel Grafico 8.2.1.1 seguente:

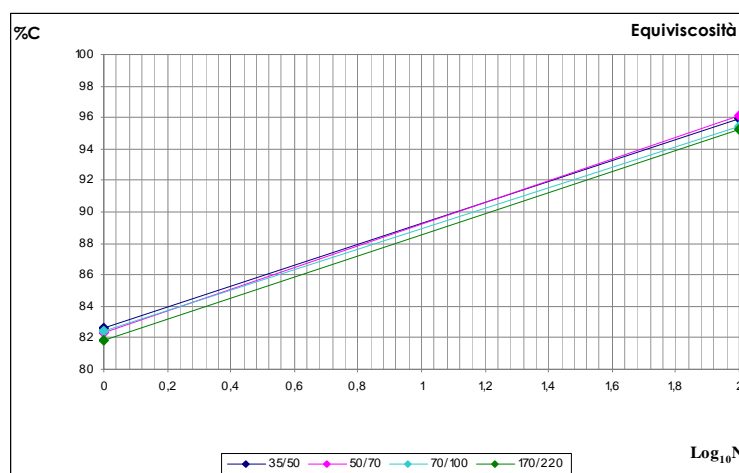


Grafico 8.2.1.1: Compattazione in condizioni di equiviscosità

Dal Grafico 8.2.1.1 si può notare come non si possano evidenziare significative differenze, da un punto di vista dell'addensamento, tra le differenti miscele realizzate con bitumi diverse. Numericamente:

PARAMETRO	BITUME			
	35/50	50/70	70/100	170/220
k	6.65	6.93	6.47	6.71
C₁	82.6	82.3	82.5	81.8
% C	95,8	96,2	95,3	95,2

Tabella 8.2.1.1: Parametri di lavorabilità in condizioni di equiviscosità

La quasi uniformità nei risultati è ancora più chiara se ne osserviamo il *coefficiente di variazione*, dato dal rapporto in termini percentuali tra deviazione standard (DS) e media (Tabella 8.2.1.2):

PARAMETRO	MEDIA	DEVIAZIONE STANDARD	COEFFICIENTE DI VARIAZIONE
k	6.69	0.190	2.84
C₁	82.3	0.347	0.42
% C	95.6	0.452	0.47

Tabella 8.2.1.2: Coefficiente di variazione in condizioni di equiviscosità

Possiamo facilmente considerare come effettivamente non vi sia alcuna differenza tra le caratteristiche di addensabilità delle varie miscele, cosa peraltro auspicabile poiché ci si trova nelle condizioni di equiviscosità ove tutti e quattro i leganti presentano le stesse caratteristiche di flusso.

Passiamo ad analizzare ciò che si è registrato a temperature differenti: come precedentemente detto, si è deciso di compattare le miscele ad una temperatura sufficientemente alta (170°C) ed una sufficientemente bassa (120°C) per tutti e quattro i leganti al fine di individuare come la temperatura influisca sulla compattazione e come tale influenza si differenzi a seconda del legante utilizzato.

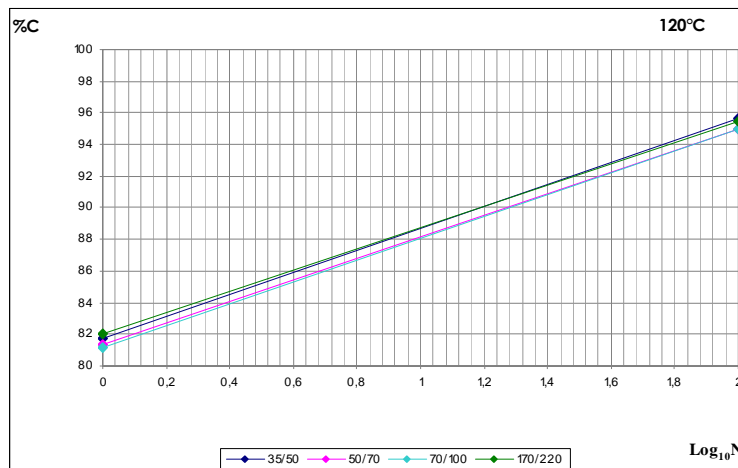


Grafico 8.2.1.2: Compattazione a 120°C

PARAMETRO	BITUME			
	35/50	50/70	70/100	170/220
k	6.99	6.79	6.90	6.71
C₁	81.7	81.4	81.2	82.0
% C	95,6	94,6	95,0	95,4

Tabella 8.2.1.3: Parametri di lavorabilità a 120°C

PARAMETRO	MEDIA	DEVIATIONE STANDARD	COEFFICIENTE DI VARIAZIONE
k	6.85	0.123	1.79
C₁	81.6	0.350	0.43
% C	95.1	0.442	0.46

Tabella 8.2.1.4: Coefficiente di variazione a 120°C

Anche per una temperatura sufficientemente bassa si può notare come non vi sia una sostanziale differenza tra le varie miscele analizzate. Addirittura si ha una diminuzione dei coefficienti di variazione rispetto a quelli registrati in condizione di equiviscosità. Analoghi atteggiamenti si sono osservati utilizzando una temperatura di compattazione decisamente più elevata (170°C):

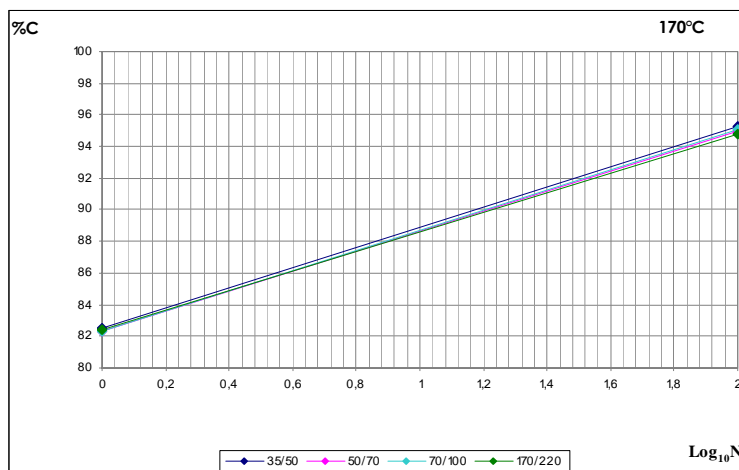


Grafico 8.2.1.3: Compattazione a 170°C

PARAMETRO	BITUME			
	35/50	50/70	70/100	170/220
k	6.39	6.29	6.37	6.21
C₁	82.5	82.4	82.3	82.4
% C	95,4	94,5	95,0	94,9

Tabella 8.2.1.5: Parametri di lavorabilità a 170°C

PARAMETRO	MEDIA	DEVIAZIONE STANDARD	COEFFICIENTE DI VARIAZIONE
k	6.32	0.082	1.30
C₁	82.4	0.085	0.10
% C	94.9	0.366	0.39

Tabella 8.2.1.6: Coefficiente di variazione a 170°C

Addirittura, nel caso di temperatura pari a 170°C, le differenze si sono assottigliate maggiormente, tanto da impedire quasi la distinzione tra le varie curve inerenti alle miscele analizzate.

Analizziamo ora come è intervenuta la temperatura nel processo di compattazione, isolando le miscele confezionate con lo stesso legante:

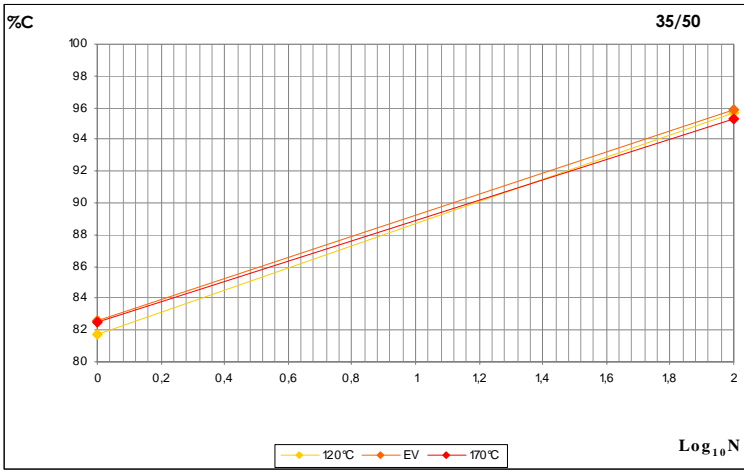


Grafico 8.2.1.4: Compattazione bitume 35/50

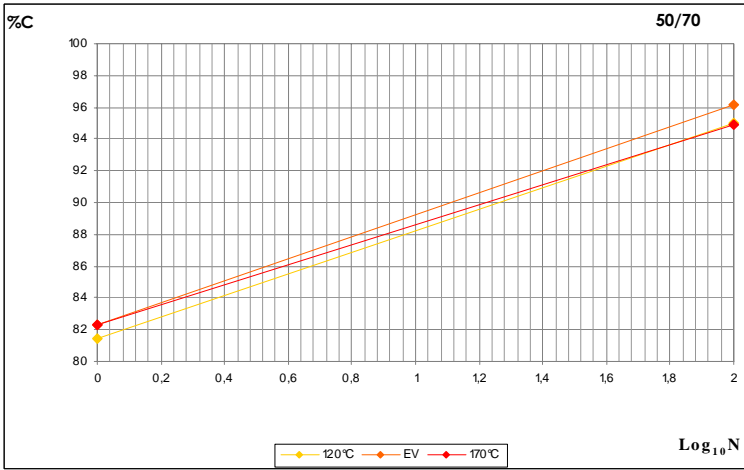


Grafico 8.2.1.5: Compattazione bitume 50/70

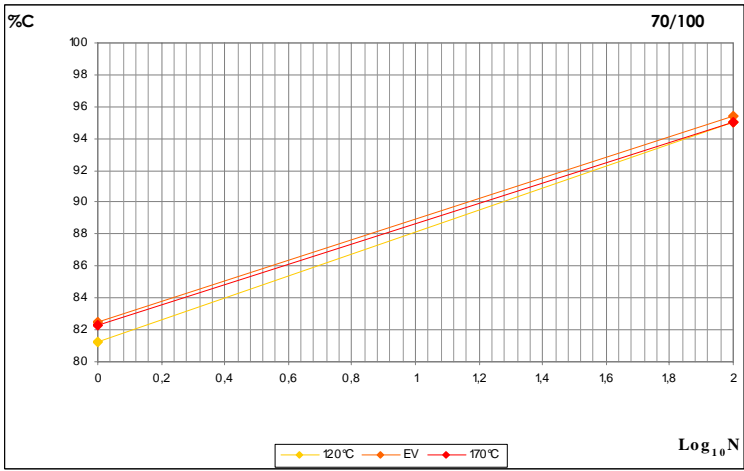


Grafico 8.2.1.6: Compattazione bitume 70/100

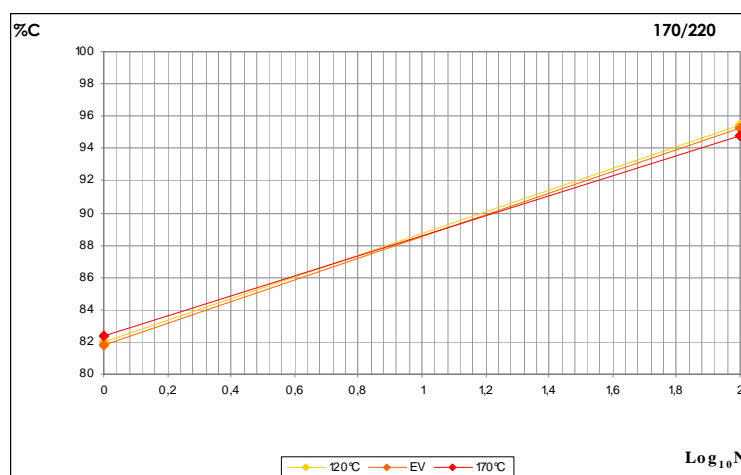


Grafico 8.2.1.7: Compattazione bitume 170/220

Contrariamente a quanto si poteva pensare, si può osservare come la temperatura abbia un'influenza decisamente trascurabile nel processo di addensamento, indipendentemente dal tipo di bitume utilizzato, cosa peraltro confermata dai valori numerici e dai coefficienti di variazione che si sono registrati:

PARAMETRO	TEMPERATURA											
	120°C				EV				170°C			
k	6.99	6.79	6.90	6.71	6.65	6.93	6.47	6.71	6.39	6.29	6.37	6.21
C₁	81.7	81.4	81.2	82.0	82.6	82.3	82.5	81.8	82.5	82.4	82.3	82.4
% C	95,6	94,6	95,0	95,4	95,8	96,2	95,3	95,2	95,4	94,5	95,0	94,9

Tabella 8.2.1.7: Parametri di lavorabilità: sintesi dei risultati

PARAMETRO	MEDIA	DEVIAZIONE STANDARD	COEFFICIENTE DI VARIAZIONE
k	6,62	0,265	4,00
C₁	82,1	0,459	0,56
% C	95,2	0,486	0,51

Tabella 8.2.1.8: Coefficienti di variazione: sintesi dei risultati

Supponendo di ritenere come coefficiente di variazione rilevante un valore pari al 5%, si può affermare come non sembrano avere particolare influenza sul processo di addensabilità né la tipologia di legante né tanto meno la temperatura;. Ciò risulta evidente nel Grafico 8.2.1.8 di seguito riportato:

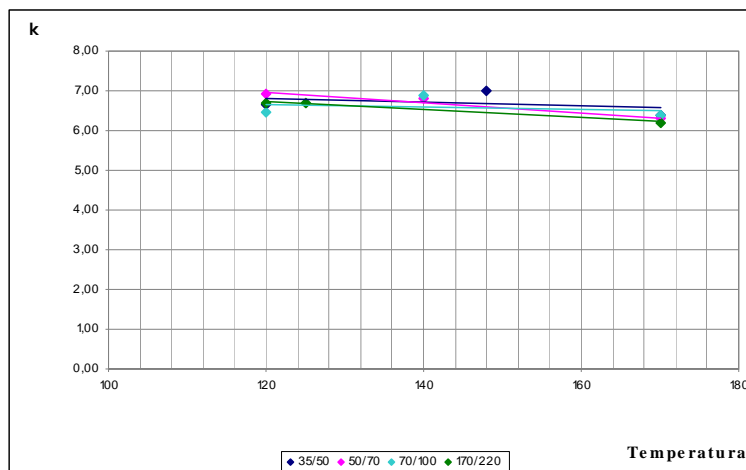


Grafico 8.2.1.8: Variazione della lavorabilità k in funzione della temperatura di compattazione

È palese come la lavorabilità sembri non essere assolutamente influenzata dalla temperatura di compattazione, con un andamento pressoché piatto in cui si può esclusivamente notare il fatto che in corrispondenza della temperatura massima di 170°C si registra il valore più basso di k . Ciò è dovuto al fatto che ad una temperatura così elevata il bitume ha subito un invecchiamento accelerato che ne ha variato le caratteristiche intrinseche.

Analogo discorso può essere fatto per l'autoaddensamento C_1 (Grafico 8.2.1.9) e il valore di addensamento finale raggiunto (Grafico 8.2.1.10):

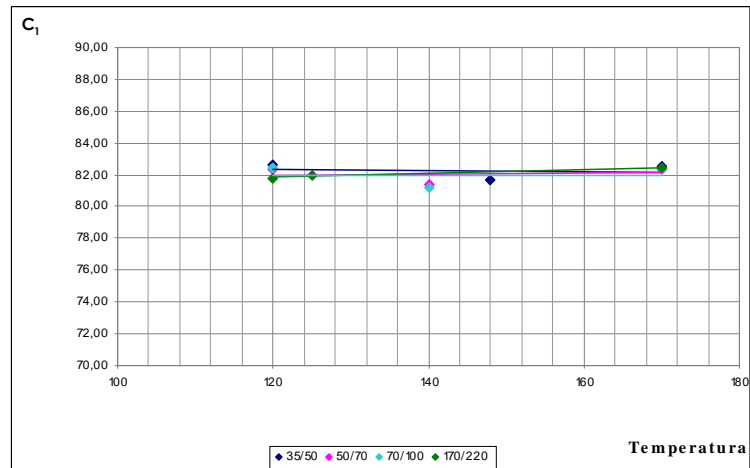


Grafico 8.2.1.9: Variazione dell'autoaddensamento C_1 in funzione della temperatura di compattazione

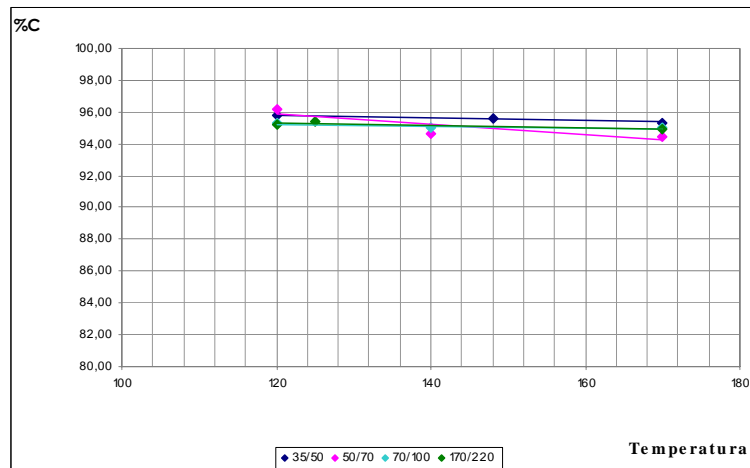


Grafico 8.2.1.10: Variazione della percentuale di compattazione finale C in funzione della temperatura di compattazione

L'autoaddensamento ed il valore finale della percentuale di compattazione raggiunta sembrano essere ancora meno influenzate dalla temperatura di compattazione, descrivendo nei piani C_1 - T e $\%C$ - T linee quasi perfettamente orizzontali (soprattutto l'autoaddensamento).

Esaminiamo ora le variazioni di tali parametri in relazione alla viscosità del legante:

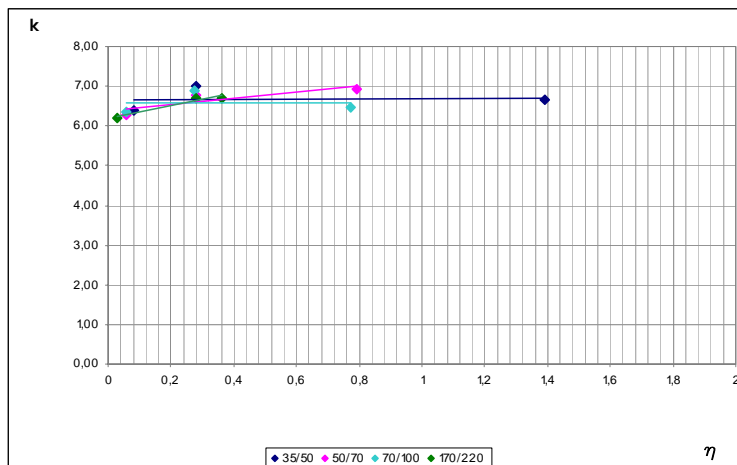


Grafico 8.2.1.11.: Variazione della lavorabilità k in funzione della viscosità del legante

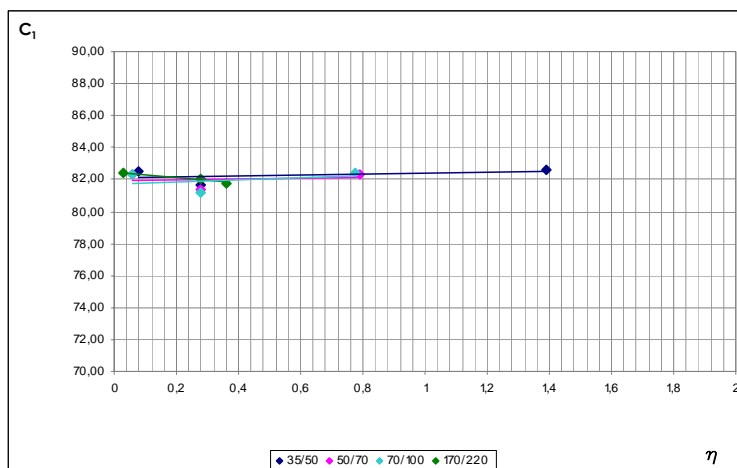


Grafico 8.2.1.12: Variazione dell'autoaddensamento C_1 in funzione della viscosità del legante

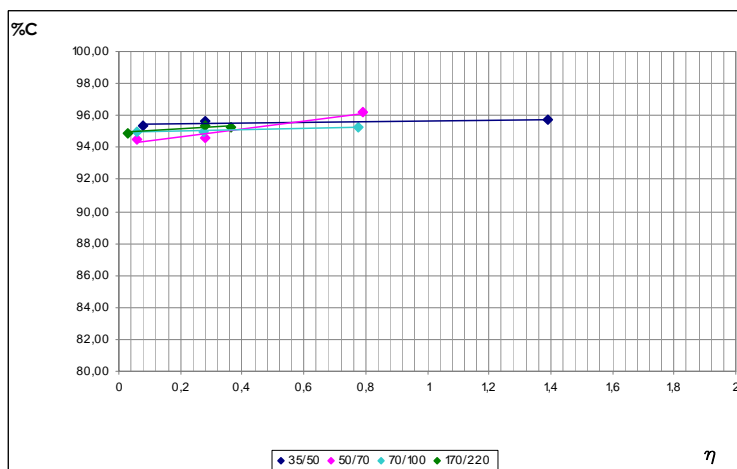


Grafico 8.2.1.13: Variazione della percentuale di compattazione finale C in funzione della viscosità del legante

Come per la temperatura, anche la viscosità del bitume, e quindi la tipologia dello stesso, sembra assolutamente non influire sul processo di compattazione e quindi sui parametri che da esso ne derivano; esistono sì piccole differenze in relazione alla tipologia di bitume utilizzata (le miscele realizzate con bitume 35/50 sono totalmente indipendenti da variazioni di temperatura e viscosità, mentre quelle miscelate con 170/220 sembrano essere leggermente influenzate da variazioni di viscosità) ma sono tutte ampiamente trascurabili.

Isolando le variazioni dei parametri analizzati, dovute ai mutamenti della viscosità, per le singole temperature di prova, si conferma ulteriormente come anche la tipologia di bitume non sembri condizionare le caratteristiche di addensabilità di una miscela:

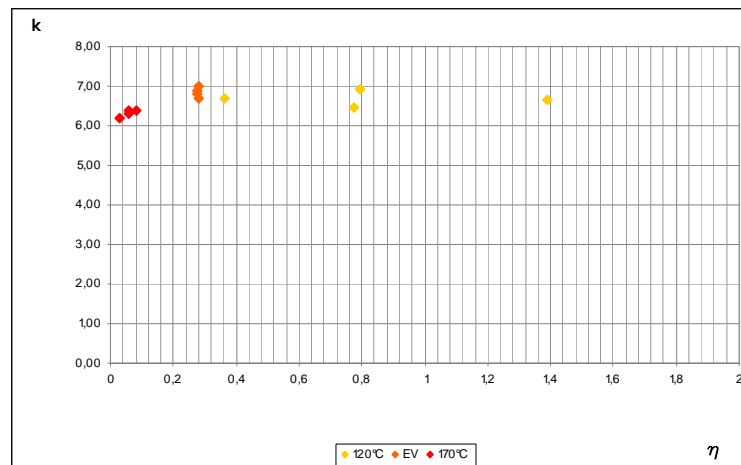


Grafico 8.2.1.14: Variazione della lavorabilità k in funzione della viscosità del legante e della temperatura

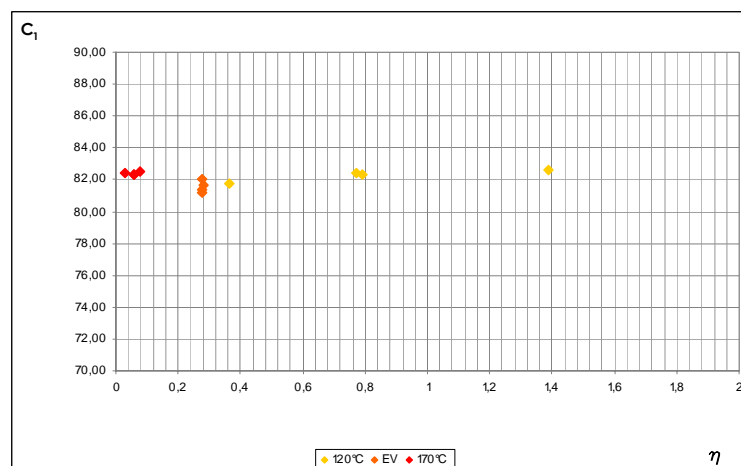


Grafico 8.2.1.15: Variazione dell'autoaddensamento C_1 in funzione della viscosità del legante e della temperatura

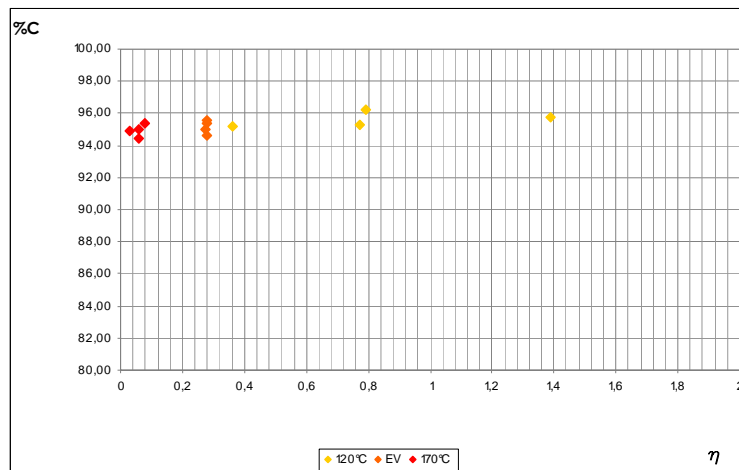


Grafico 8.2.1.16: Variazione della percentuale di compattazione finale C in funzione della viscosità del legante e della temperatura

La presunta indipendenza del processo di compattazione da temperatura e tipologia di bitume utilizzato è chiara se si osserva la totalità delle curve di compattazione:

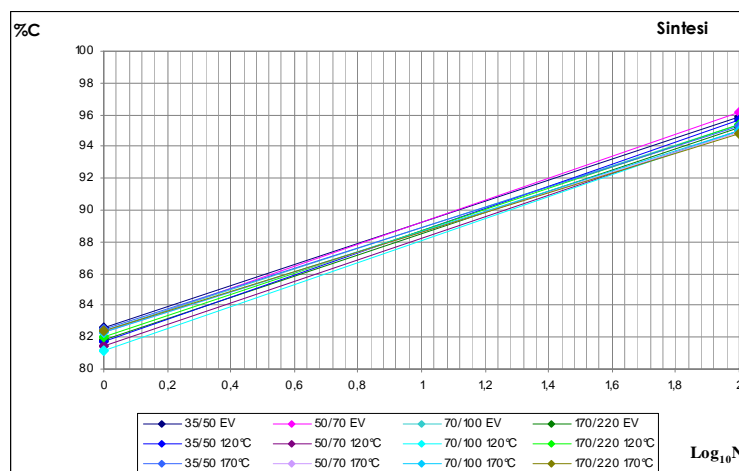


Grafico 8.2.1.17: Compattazione: riassunto risultati

Dall'analisi del Grafico 8.2.1.17 in cui sono state inserite tutte le 12 curve di compattazione relative alle miscele analizzate (quattro tipi di legante per tre temperature di prova) si è osservato come sia pressoché impossibile distinguere i singoli andamenti, tanto da far pensare che possano tutte essere ricondotti ad un unico materiale compattato ad un'unica temperatura di prova.

8.2.2 2° LIVELLO: PICCOLE VARIAZIONI GRANULOMETRICHE E DI CONTENUTO DI LEGANTE

Il fatto che né temperatura né tanto meno la tipologia di bitume utilizzato influenzassero in modo apprezzabile il fenomeno della compattazione con pressa giratoria, ha portato alla nascita dell'idea che probabilmente ciò che in realtà governa in maniera più marcata i parametri di lavorabilità di una miscela bituminosa sia lo scheletro litico, ovvero la distribuzione granulometrica degli inerti utilizzati.

Per verificare tale ipotesi, si è pertanto scelto di miscelare e compattare diversi campioni, con le stesse metodologie indicate in precedenza, in cui il discriminante non fosse più il bitume ma lo scheletro litico. Le miscele analizzate, infatti, presentano piccole differenze granulometriche, ma la tipologia di legante (50/70) e la temperatura di compattazione (140°C) sono rimaste inalterate. Le differenze granulometriche sono state costruite in modo da influenzare due parametri (Capitolo §6) ritenuti importanti ai fini dell'addensabilità di una miscela bituminosa, quali il rapporto tra la massa del filler e quella del bitume ed il rapporto tra il passante al setaccio con apertura di maglia 0.075 mm e quello con apertura 0.180 mm:

PARAMETRO	I	II	III	IV	V	VI	VII
% Bitume	5.0	6.0	4.3	5.0	5.0	5.0	5.0
$m_{\text{filler}} / m_{\text{bitume}}$	0.0	1.0	1.4	1.2	1.2	0.8	1.6
$P_{0.075} / P_{0.180}$	0.0	0.6	0.6	0.8	0.5	0.4	0.8

Tabella 8.2.2.1: Parametri caratterizzanti utilizzati

Analizzando le curve di compattazione (Grafico 8.2.2.1) possiamo subito osservare come effettivamente l'ipotesi di partenza possa ritenersi valida: infatti, a differenza di quanto accaduto durante il livello di studio precedente, le differenze, per uno stesso valore di temperatura e per uno stesso tipo di bitume, sono subito evidenti:

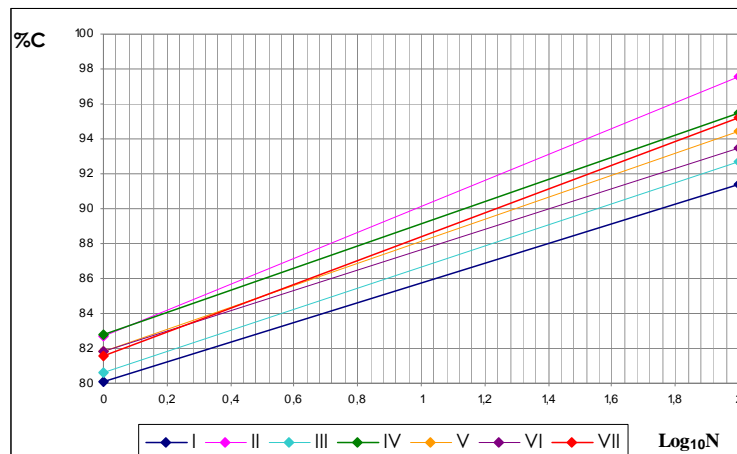


Grafico 8.2.2.1: Curve di compattazione per piccole variazioni granulometriche

Le differenze sono decisamente marcate, soprattutto per ciò che concerne la lavorabilità k e il livello di addensamento finale.

È pertanto opportuno analizzare come tale variabilità sia da imputare alle differenze imposte alla composizione granulometrica, e quindi ai parametri

caratterizzanti prima citati ($\frac{m_{filler}}{m_{bitume}}$ e $\frac{P_{0.075}}{P_{0.180}}$, oltre alla percentuale di bitume):

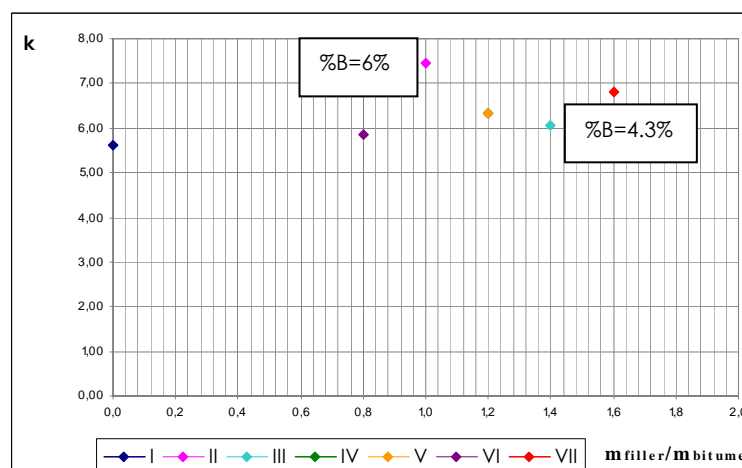


Grafico 8.2.2.2: Variazione della lavorabilità in funzione del rapporto tra la massa del filler e quella del bitume

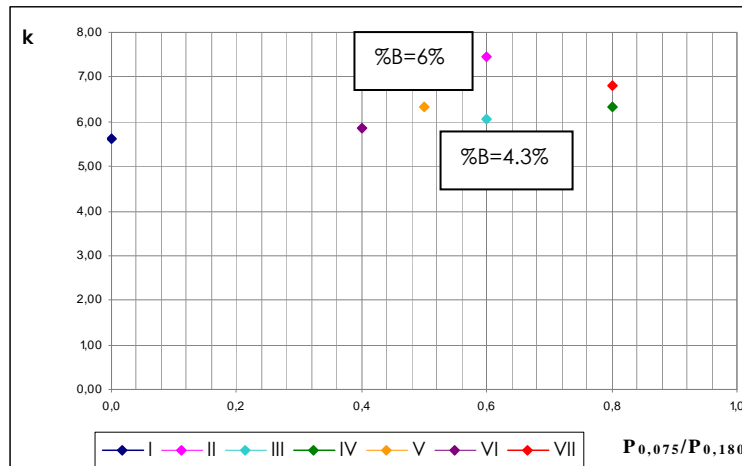


Grafico 8.2.2.3: Variazione della lavorabilità in funzione del rapporto tra i passanti ai setacci 0.075 mm e 0.180 mm

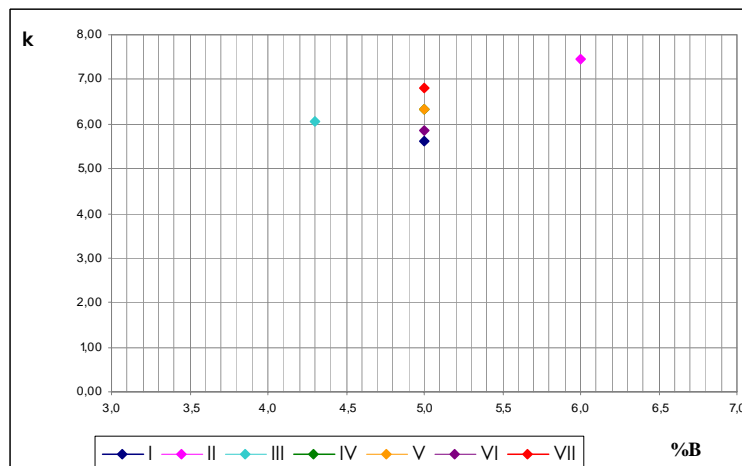


Grafico 8.2.2.4: Variazione della lavorabilità in funzione della percentuale di bitume

Dall'analisi comparativa dei tre grafici soprariportati, possiamo osservare come la lavorabilità sia fortemente influenzata dalla percentuale di bitume: infatti (Grafico 8.2.2.4) si può notare come all'aumentare della percentuale di bitume, la lavorabilità aumenti notevolmente, così come tenda ad aumentare all'aumentare del rapporto $\frac{m_{filler}}{m_{bitume}}$ e del rapporto $\frac{P_{0,075}}{P_{0,180}}$ (pertanto l'incremento della massa del filler, quindi del mastice, è un fattore favorevole per la lavorabilità).

Per approfondire meglio l'influenza di questi ultimi due parametri (quindi per approfondire come le piccole variazioni della parte fine della distribuzione granulometrica intervengano durante il processo di compattazione) isoliamo le miscele aventi stessa quantità di legante:

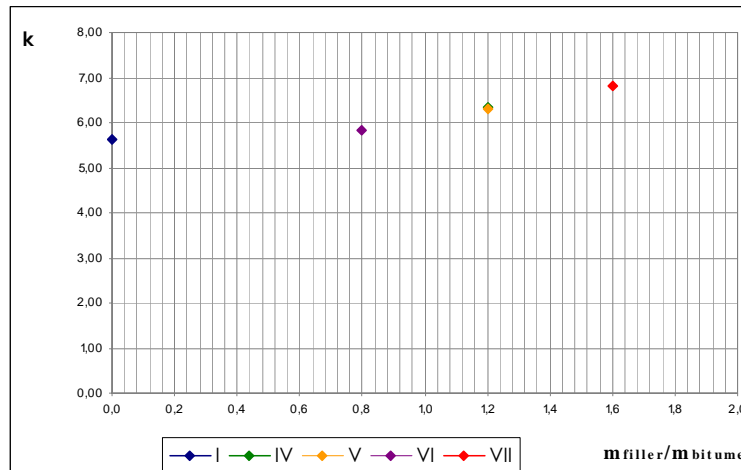


Grafico 8.2.2.5: Variazione della lavorabilità in funzione del rapporto tra la massa del filler e quella del bitume a parità di percentuale di legante

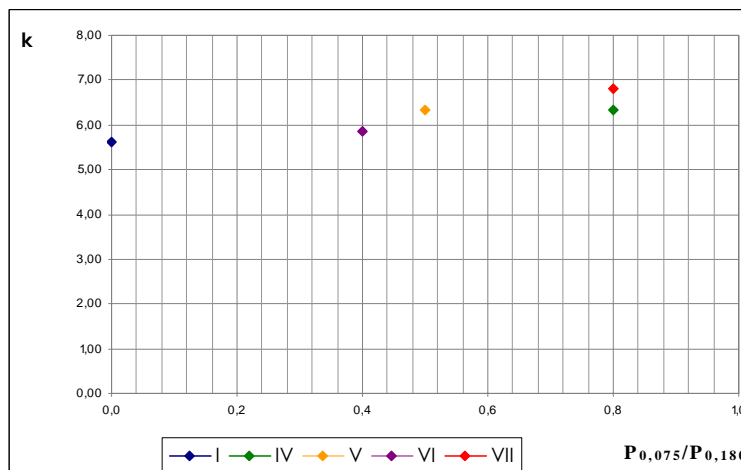


Grafico 8.2.2.6: Variazione della lavorabilità in funzione del rapporto tra i passanti ai setacci 0.075 mm e 0.180 mm a parità di percentuale di legante

Si nota come, a parità di percentuale di legante utilizzata, effettivamente la lavorabilità tenda ad aumentare progressivamente all'aumentare di questi due parametri caratterizzanti scelti.

in particolare il rapporto $\frac{m_{\text{filler}}}{m_{\text{bitume}}}$ sembra essere quello che maggiormente

governa tale variazione. Infatti, analizzando il Grafico 8.2.2.5, a parità di tale rapporto la lavorabilità presenta lo stesso valore.

Vediamo ora cosa accade per l'autoaddensamento C_1 :

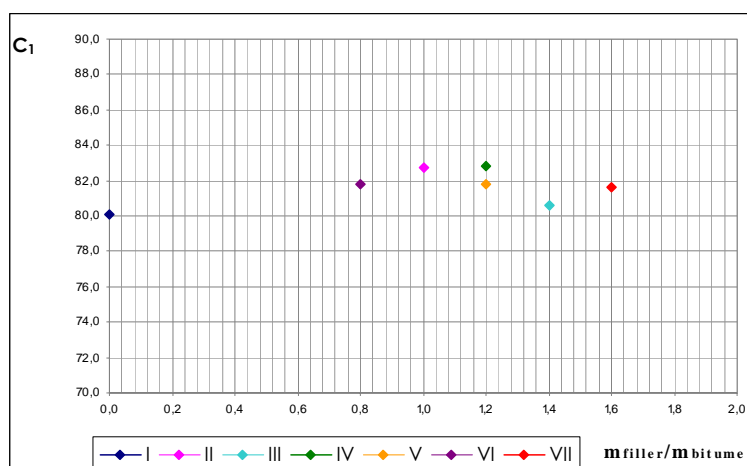


Grafico 8.2.2.7: Variazione dell'autoaddensamento in funzione del rapporto tra la massa del filler e quella del bitume

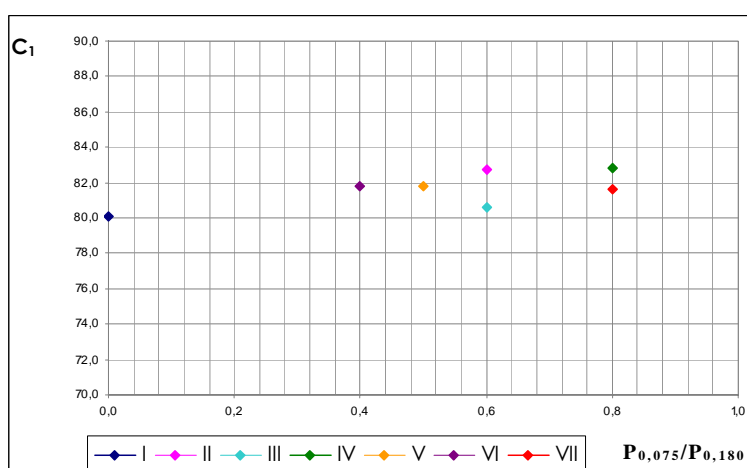


Grafico 8.2.2.8: Variazione dell'autoaddensamento in funzione del rapporto tra i passanti ai setacci 0.075 mm e 0.180 mm

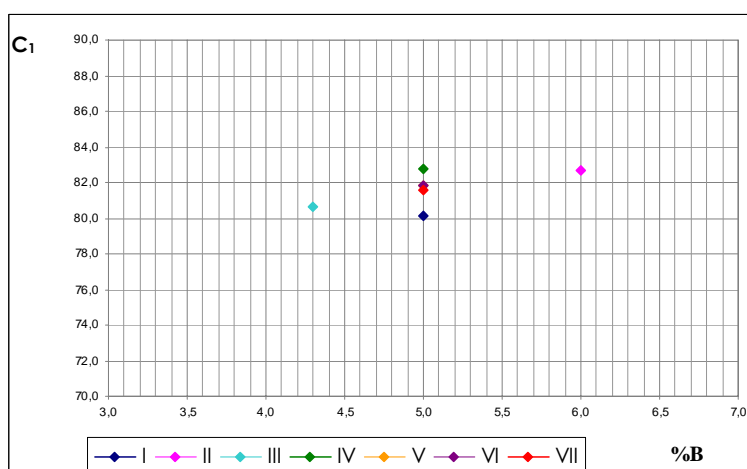


Grafico 8.2.2.8: Variazione dell'autoaddensamento in funzione della percentuale di bitume

Ad eccezione della percentuale di bitume, che sembra avere la stessa influenza che ha sulla lavorabilità (anche se numericamente l'effetto risulta essere decisamente più attenuato), i due parametri caratterizzanti sembrano non influenzare particolarmente il valore dell'autoaddensamento. Isolando nuovamente le miscele aventi stessa percentuale di legante, infatti:

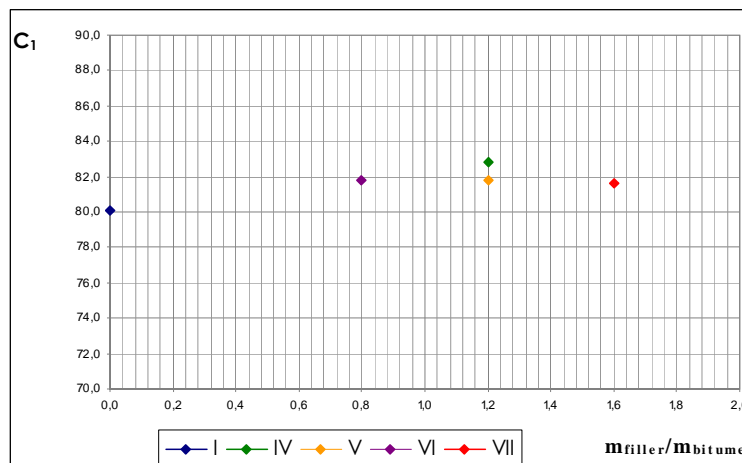


Grafico 8.2.2.9: Variazione dell'autoaddensamento in funzione del rapporto tra la massa del filler e quella del bitume a parità di percentuale di legante

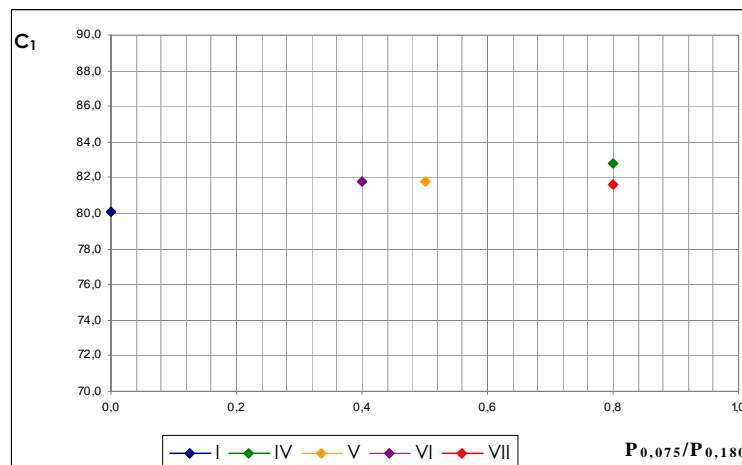


Grafico 8.2.2.10: Variazione dell'autoaddensamento in funzione del rapporto tra i passanti ai setacci 0.075 mm e 0.180 mm a parità di percentuale di legante

Se escludiamo la miscela denominata "I" (caratterizzata dall'assenza di filler), osserviamo come l'autoaddensamento C_1 sia nuovamente costante, nonostante le variazioni granulometriche imposte. In virtù di ciò, l'addensamento finale della miscela, proprio in relazione alle modalità con cui viene valutato, seguirà perfettamente gli andamenti caratteristici della lavorabilità:

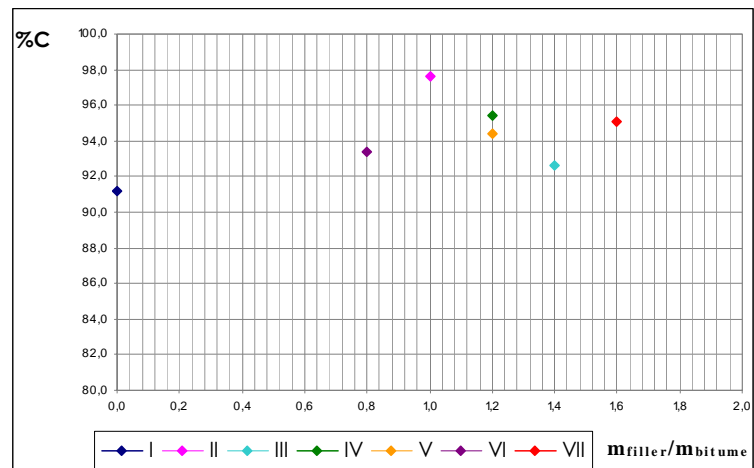


Grafico 8.2.2.11: Variazione della percentuale di compattazione in funzione del rapporto tra la massa del filler e quella del bitume

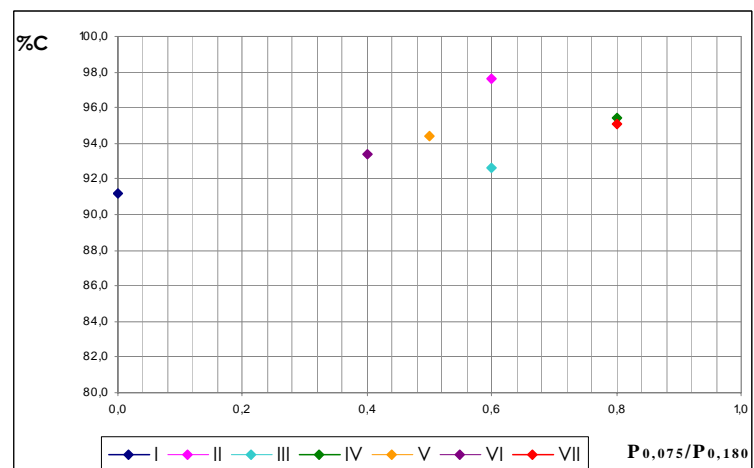


Grafico 8.2.2.12: Variazione della percentuale di compattazione in funzione del rapporto tra i passanti ai setacci 0.075 mm e 0.180 mm

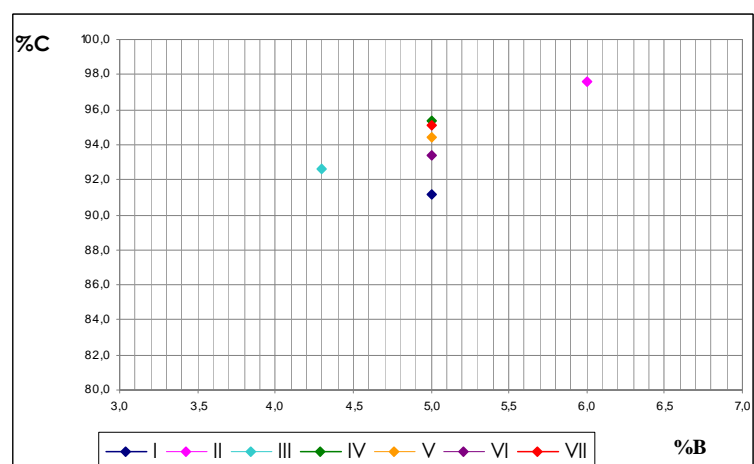


Grafico 8.2.2.13: Variazione della percentuale di compattazione in funzione della percentuale di bitume

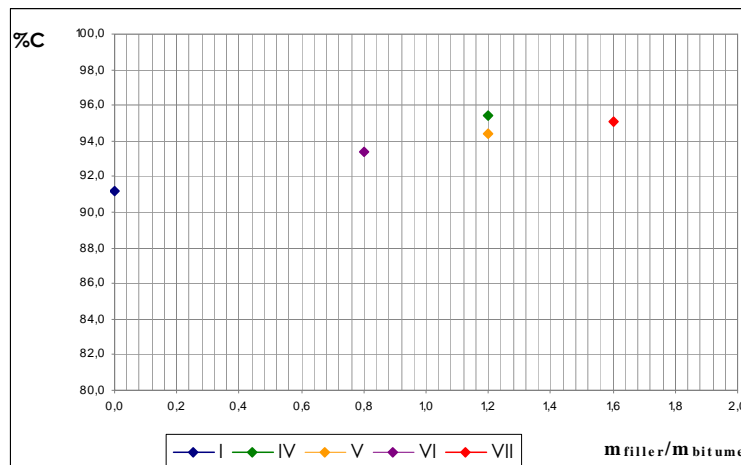


Grafico 8.2.2.14: Variazione della percentuale di compattazione in funzione del rapporto tra la massa del filler e quella del bitume a parità di percentuale di legante

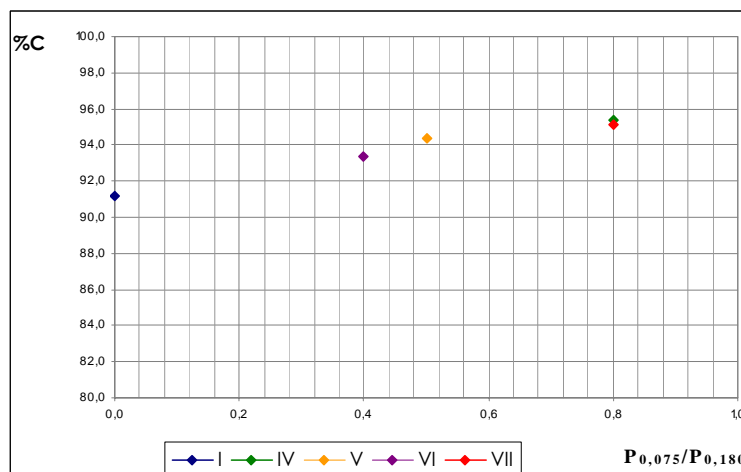


Grafico 8.2.2.15: Variazione della percentuale di compattazione in funzione del rapporto tra i passanti ai setacci 0.075 mm e 0.180 mm a parità di percentuale di legante

Poiché $\%C = C_1 + k \cdot \log_{10} N$, rimanendo costante l'autoaddensamento, è evidente che la tendenza della percentuale di compattazione sarà governata esclusivamente dalla lavorabilità. La variabilità della lavorabilità k e "l'indifferenza" dell'autoaddensamento nei confronti delle variazioni granulometriche indotte in questo livello dello studio sono ancora una volta confermate dai dati numerici e dai coefficienti di variazione (Tabella 8.2.2.2 e Tabella 8.2.2.3):

PARAMETRO	I	II	III	IV	V	VI	VII
k	5,63	7,45	6,06	6,34	6,32	5,84	6,82
C₁	80,1	82,7	80,6	82,8	81,8	81,8	81,6
% C	91,2	97,6	92,6	95,4	94,4	93,4	95,1

Tabella 8.2.2.2: Sintesi parametri di lavorabilità

PARAMETRO	MEDIA	DEVIAZIONE STANDARD	COEFFICIENTE DI VARIAZIONE
k	6,35	0,618	9,74
C₁	81,6	0,998	1,22
% C	94,2	2,083	2,21

Tabella 8.2.2.3: Coefficiente di variazione

Come anticipato, esclusivamente la lavorabilità risulta essere condizionata da variazioni indotte ai parametri caratterizzanti scelti in questo livello dello studio, mentre l'autoaddensamento sembra esserne immune così come il grado di addensamento finale delle miscele (le cui variazioni, come detto, seguono quelle della lavorabilità, senza comunque influire più di tanto sulle caratteristiche finali di compattazione).

8.2.3 3° LIVELLO: GRANDI DISCONTINUITÀ GRANULOMETRICHE

Appurato come il processo di compattazione fosse influenzato da piccole variazioni granulometriche della parte più fine della distribuzione granulometrica degli inerti, si è passati ad analizzare l'influenza delle singole classi granulometriche sulle caratteristiche di addensamento delle miscele.

A tal fine (Capitolo §6) si sono create delle discontinuità granulometriche imponendo delle detrazioni ad alcune classi di aggregato (partendo dalla curva di Centro fuso CIRS), valutandone poi le caratteristiche di lavorabilità confezionando campioni (mantenendone costante il diametro, 150 mm ed il livello di compattazione,

100 giri) di solo aggregato, di aggregato e bitume (50/70 in condizioni di equiviscosità) e di malta (50/70 in condizioni di equiviscosità).

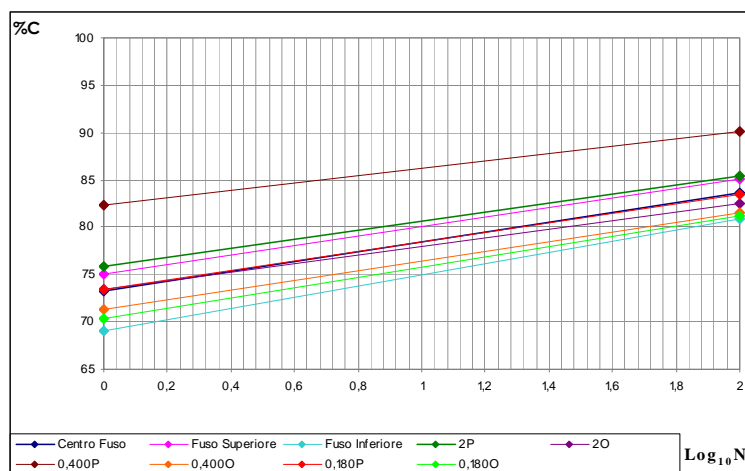


Grafico 8.2.3.1: Curve di compattazione grandi discontinuità senza legante

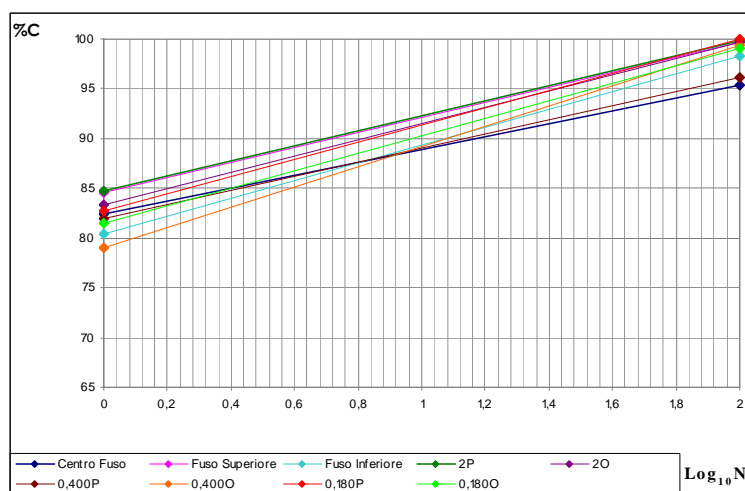


Grafico 8.2.3.2: Curve di compattazione grandi discontinuità con legante

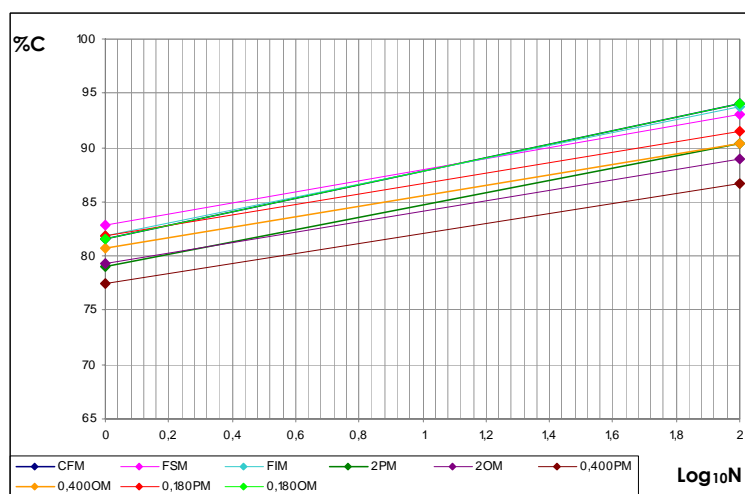


Grafico 8.2.3.3: Curve di compattazione grandi discontinuità malte

Per analizzare le variazioni delle caratteristiche di compattazione delle miscele, si è scelto di utilizzare alcuni parametri caratterizzanti che permettessero di sottolineare le differenze granulometriche che si erano imposte, quali la *superficie specifica nominale* Σ , lo *scostamento* della curva di progetto da quella di partenza di Centro Fuso (ΔCF , valutata come sommatoria delle differenze dei passanti progressivi ad ogni singolo setaccio) ed i valori dei *passanti progressivi* ai setacci con apertura di maglia 2 mm, 0.400 mm e 0.180 mm:

PARAMETRO	GRANULOMETRIA DI PROVA								
	CF	FS	FI	2P	2O	0.400P	0.400O	0.180P	0.180O
Σ	9,9	12,9	6,6	9,8	10,9	10,6	11,2	9,9	9,8
ΔCF	0,0	-48,5	48,5	-13,5	8,2	-16,5	30,1	-5,0	13,3
P 2 mm	31,5	38,0	25,0	45,0	36,4	31,5	18,0	31,5	27,9
P 0.400 mm	15,0	20,0	10,0	15,0	17,3	31,5	18,0	15,0	10,5
P 0.180 mm	10,0	15,0	5,0	10,0	11,6	10,0	12,0	15,0	10,5

Tabella 8.2.3.1: Parametri caratterizzanti grandi discontinuità senza legante

PARAMETRO	GRANULOMETRIA DI PROVA								
	CF	FS	FI	2P	2O	0.400P	0.400O	0.180P	0.180O
% Bitume	5,0	6,3	5,5	5,9	6,1	6,0	6,1	5,9	5,9
Σ	9,9	12,9	6,6	9,8	10,9	10,6	11,2	9,9	9,8
ΔCF	0,0	-48,5	48,5	-13,5	8,2	-16,5	30,1	-5,0	13,3
P 2 mm	31,5	38,0	25,0	45,0	36,4	31,5	18,0	31,5	27,9
P 0.400 mm	15,0	20,0	10,0	15,0	17,3	31,5	18,0	15,0	10,5
P 0.180 mm	10,0	15,0	5,0	10,0	11,6	10,0	12,0	15,0	10,5

Tabella 8.2.3.2: Parametri caratterizzanti grandi discontinuità con legante

PARAMETRO	GRANULOMETRIA DI PROVA								
	CF	FS	FI	2P	2O	0.400P	0.400O	0.180P	0.180O
% Bitume	6,8	6,9	6,6	6,8	7,3	6,8	7,4	6,8	7,0
Σ	21,4	23,2	18,5	21,4	29,5	23,3	32,5	21,8	23,1
ΔCF	0,0	-8,4	13,2	-30,0	-59,5	-36,7	-23,0	-11,1	7,8
P 2 mm	70,0	69,1	71,4	100,0	100,0	70,0	52,8	70,0	66,3
P 0.400 mm	33,3	36,4	28,6	33,3	47,5	70,0	52,8	33,3	24,9
P 0.180 mm	22,2	27,3	14,3	22,2	31,9	22,2	35,2	33,3	24,9

Tabella 8.2.3.3: Parametri caratterizzanti grandi discontinuità malte

Per quanto concerne la lavorabilità k delle miscele di solo aggregato si è osservato che:

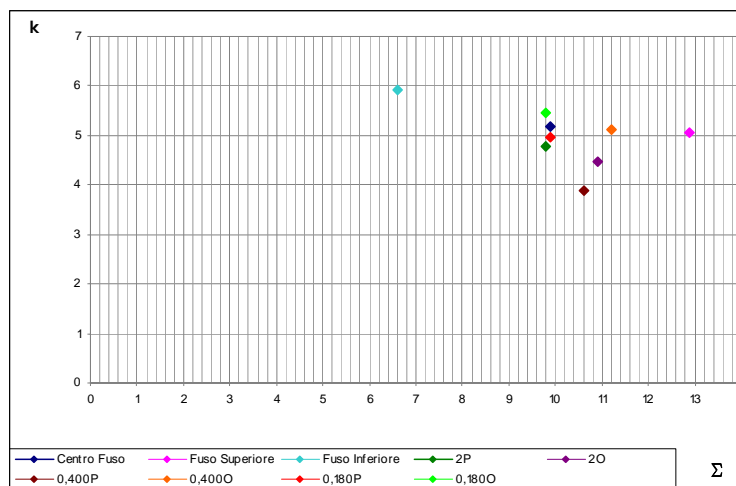


Grafico 8.2.3.4: Andamento della lavorabilità di campioni di solo aggregato in funzione della superficie specifica nominale

Notiamo come la dispersione dei valori non permetta di stabilire un andamento univoco (soprattutto per la presenza di miscele aventi stessa superficie specifica nominale), tuttavia si può riconoscere una certa tendenza della lavorabilità k a decrescere con l'aumento della superficie specifica.

Particolarmente interessante è invece l'analisi del Grafico 8.2.3.5:

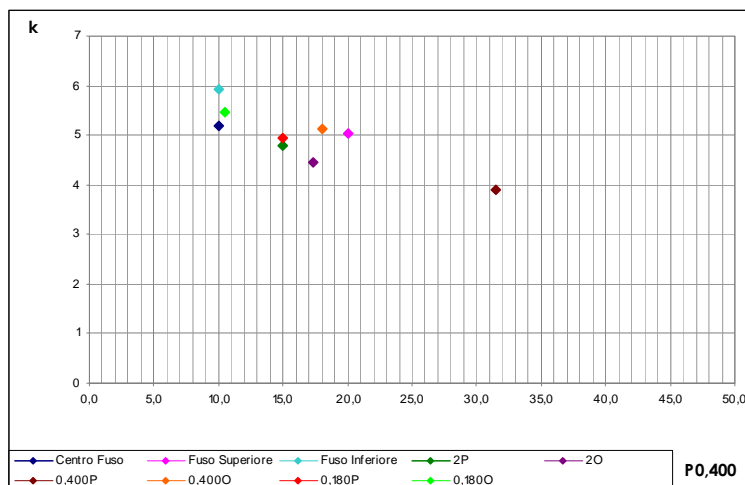


Grafico 8.2.3.5: Andamento della lavorabilità di campioni di solo aggregato in funzione del passante al setaccio con apertura di maglia 0.400 mm

Si nota, infatti, come, nel caso di miscele confezionate con solo aggregato, la lavorabilità diminuisca all'aumentare della percentuale di passante al setaccio con apertura di maglia 0.400 mm. Pertanto l'aumento della parte fine della distribuzione granulometrica porta ad un peggioramento della lavorabilità. Questa tendenza è confermata osservando inoltre i dati numerici, in cui il valore minimo di lavorabilità si registra per la miscela 0.400P (a cui corrisponde la maggior parte di materiale passante al setaccio 0.400, mentre il valore massimo si registra per la miscela Fuso Inferiore, ove tale percentuale è la minore tra le miscele analizzate).

Analizzando invece le stesse distribuzioni granulometriche, questa volta miscelate con bitume:

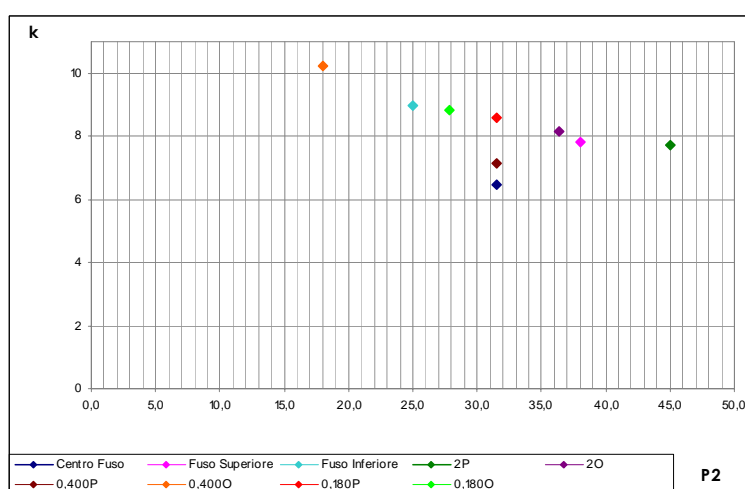


Grafico 8.2.3.6: Andamento della lavorabilità di campioni aggregato-bitume in funzione del passante al setaccio con apertura di maglia 2 mm

Si può notare come la lavorabilità tenda a diminuire questa volta in relazione all'aumento della percentuale di passante al setaccio 2 mm: ovvero la presenza del bitume porta ad aumentare il diametro massimo dell'aggregato il cui passante influenza negativamente la lavorabilità.

Il fatto che in presenza di una distribuzione granulometrica più fine si abbia una diminuzione della lavorabilità k , è confermato dal Grafico 8.2.3.7 in cui si può osservare come tale parametro varia in relazione alle differenze granulometriche con il Centro Fuso:

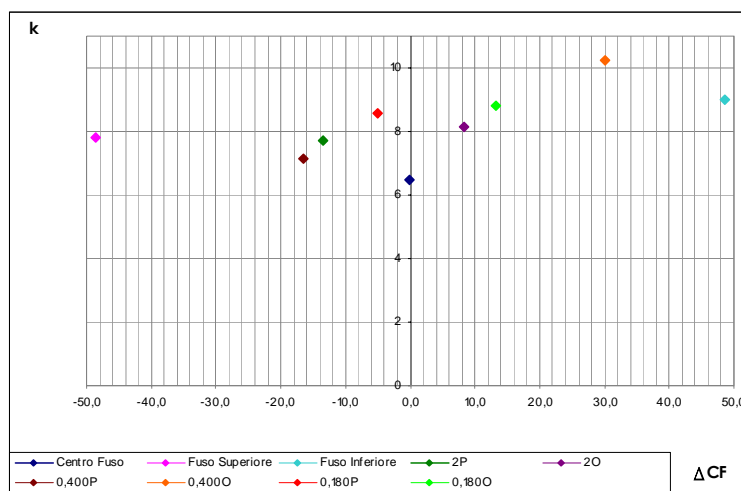


Grafico 8.2.3.7: Andamento della lavorabilità di campioni aggregato-bitume in funzione dello scostamento dal Centro Fuso

Infatti, uno scostamento negativo, in virtù del fatto che $\Delta CF = \sum_i P_{CF} - P_i$,

implica la presenza di una curva più fine rispetto al Centro Fuso e viceversa.

La stessa tendenza della lavorabilità a diminuire con il progressivo aumento dell'aggregato fine si registra anche nel caso delle malte:

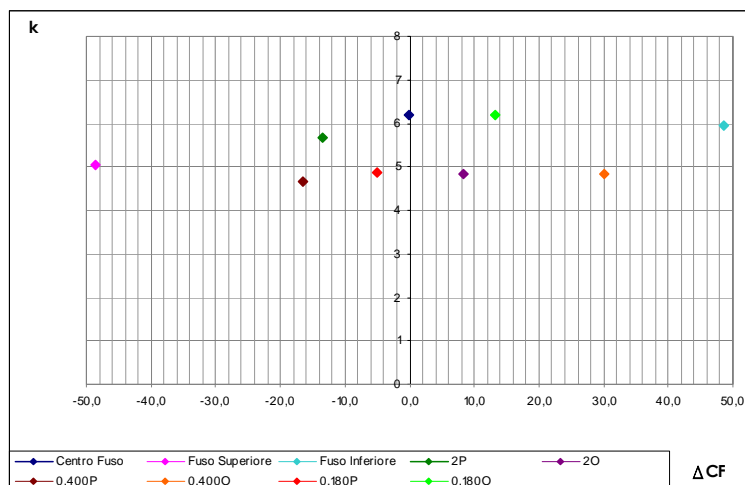


Grafico 8.2.3.8: Andamento della lavorabilità di campioni di malta in funzione dello scostamento dal Centro Fuso

Si può vedere come i due andamenti siano molto simili (ciò che varia è l'entità di k), pertanto si può ritenere che l'andamento della lavorabilità sia determinato dalla frazione fine mentre la sua entità risulta definita dalla frazione a pezzatura maggiore.

Per quanto concerne l'autoaddensamento invece, come d'altronde osservato negli altri livelli di studio precedenti, esso è pressoché costante per ogni tipologia di materiale analizzata (solo aggregato, aggregato e bitume, malte):

PARAMETRO	CF	FS	FI	2P	2O	0,400P	0,400O	0,180P	0,180O
k	6,47	7,82	8,98	7,70	8,13	7,16	10,23	8,59	8,81
C₁	82,5	84,6	80,4	84,7	83,4	81,9	79,0	82,8	81,5
% C	83,6	86,7	80,9	85,4	82,5	90,2	81,8	83,5	81,3

Tabella 8.2.3.4: Parametri di lavorabilità grandi discontinuità senza bitume

PARAMETRO	MEDIA	DEVIAZIONE STANDARD	COEFFICIENTE DI VARIAZIONE
k	4,98	0,578	11,61
C₁	73,8	3,895	5,28
% C	84,0	3,000	3,57

Tabella 8.2.3.5: Coefficienti di variazione grandi discontinuità senza bitume

PARAMETRO	CF	FS	FI	2P	2O	0.400P	0.400O	0.180P	0.180O
k	6,47	7,82	8,98	7,70	8,13	7,16	10,23	8,59	8,81
C₁	82,5	84,6	80,4	84,7	83,4	81,9	79,0	82,8	81,5
% C	95,3	99,7	98,3	99,8	99,2	96,2	99,2	99,5	99,5

Tabella 8.2.3.6: Parametri di lavorabilità grandi discontinuità con bitume

PARAMETRO	MEDIA	DEVIAZIONE STANDARD	COEFFICIENTE DI VARIAZIONE
k	8,21	1,103	13,43
C₁	82,3	1,865	2,27
% C	98,5	1,645	1,67

Tabella 8.2.3.7: Coefficienti di variazione grandi discontinuità con bitume

PARAMETRO	CFM	FSM	FIM	2PM	2OM	0.400PM	0.400OM	0.180PM	0.180OM
k	6,19	5,05	5,94	5,68	4,85	4,66	4,82	4,87	6,19
C₁	81,6	82,9	81,9	79,0	79,3	77,4	80,7	81,8	81,6
% C	94,0	93,0	93,7	90,3	89,0	86,6	90,2	91,5	94,0

Tabella 8.2.3.8: Parametri di lavorabilità malte

PARAMETRO	MEDIA	DEVIAZIONE STANDARD	COEFFICIENTE DI VARIAZIONE
k	5,36	0,632	11,79
C₁	80,7	1,762	2,18
% C	91,4	2,570	2,81

Tabella 8.2.3.9: Coefficienti di variazione malte

Analizzando i dati numerici e i coefficienti di variazione otteniamo una conferma di quanto precedentemente detto: la lavorabilità è fortemente influenzata dalle discontinuità indotte nelle frazioni più fini della distribuzione granulometriche, mentre l'autoaddensamento ancora una volta ne risulta essere immune. Osservando come esso evolve passando da una malta ad un conglomerato bituminoso canonico, possiamo concludere come esse, a differenza della lavorabilità, dipenda dalla frazione più grossa della distribuzione granulometrica.

8.3 ANALISI DEL MODELLO ANALOGICO PROPOSTO

8.3.1 VARIAZIONE DI LEGANTE E TEMPERATURA DI COMPATTAZIONE

In questa fase dell'indagine si è cercato di analizzare quali siano state le variazioni dei coefficienti caratteristici del modello proposto, al fine di comprendere meglio ciò che realmente influenza il fenomeno della compattazione.

Isolando le singole temperature di prova possiamo osservare quanto segue:

PARAMETRI	BITUME				MEDIA	DEVIAZIONE STANDARD	COEFFICIENTE DI VARIAZIONE
	35/50	50/70	70/100	170/220			
k_1	831	908	862	897	875	35,010	4,00
η_1	9101	9884	9550	9731	9567	339,032	3,54
k_2	38693	41906	40876	41105	40645	1374,213	3,38
η_2	570	615	592	607	596	19,782	3,32

Tabella 8.3.1.1: Parametri del modello e coefficienti di variazione a 120°C

PARAMETRI	BITUME				MEDIA	DEVIAZIONE STANDARD	COEFFICIENTE DI VARIAZIONE
	35/50	50/70	70/100	170/220			
k_1	934	873	956	901	916	36,506	3,99
η_1	10020	9735	10223	9854	9958	211,829	2,13
k_2	41925	41913	42757	41911	42127	420,379	1,00
η_2	626	601	639	612	620	16,543	2,67

Tabella 8.3.1.2: Parametri del modello e coefficienti di variazione in condizioni di equiviscosità

PARAMETRI	BITUME				MEDIA	DEVIAZIONE STANDARD	COEFFICIENTE DI VARIAZIONE
	35/50	50/70	70/100	170/220			
k_1	967	967	960	1015	977	25,382	2,60
η_1	10300	10271	10291	10798	10415	255,621	2,45
k_2	42954	42761	43003	45030	43437	1067,125	2,46
η_2	644	643	642	672	650	14,523	2,23

Tabella 8.3.1.3: Parametri del modello e coefficienti di variazione a 170°C

Dall'analisi della Tabella su riportata si evidenzia come, per ciascuna temperatura di compattazione, non si possano identificare variazioni apprezzabili dei coefficienti proposti. Ciò indica che, almeno per le temperature prese in esame, la tipologia di legante utilizzato non influisce sul modello scelto (e pertanto, come anticipato in precedenza, sul comportamento del materiale durante la compattazione).

A questo punto è necessario cercare di controllare quale sia invece l'influenza della temperatura; a tal fine è opportuno verificare, bitume per bitume, come siano evoluti i coefficienti del modello:

PARAMETRI	TEMPERATURA			MEDIA	DEVIAZIONE STANDARD	COEFFICIENTE DI VARIAZIONE
	120	148	170			
k_1	831	934	967	911	70,939	7,79
η_1	9101	10020	10300	9807	627,238	6,40
k_2	38693	41925	42954	41191	2223,390	5,40
η_2	570	626	644	613	38,592	6,29

Tabella 8.3.1.4: Parametri del modello e coefficienti di variazione per il bitume 35/50

PARAMETRI	TEMPERATURA			MEDIA	DEVIAZIONE STANDARD	COEFFICIENTE DI VARIAZIONE
	120	140	170			
k_1	908	873	967	916	47,508	5,19
η_1	9884	9735	10271	9963	276,666	2,78
k_2	41906	41913	42761	42193	491,626	1,17
η_2	615	601	643	620	21,385	3,45

Tabella 8.3.1.5: Parametri del modello e coefficienti di variazione per il bitume 50/70

PARAMETRI	TEMPERATURA			MEDIA	DEVIAZIONE STANDARD	COEFFICIENTE DI VARIAZIONE
	120	140	170			
k_1	862	956	960	926	55,462	5,99
η_1	9550	10223	10291	10021	409,600	4,09
k_2	40876	42757	43003	42212	1163,530	2,76
η_2	592	639	642	624	28,042	4,49

Tabella 8.3.1.6: Parametri del modello e coefficienti di variazione per il bitume 70/100

PARAMETRI	TEMPERATURA			MEDIA	DEVIAZIONE STANDARD	COEFFICIENTE DI VARIAZIONE
	120	125	170			
k_1	897	901	1015	938	67,002	7,15
η_1	9731	9854	10798	10128	583,774	5,76
k_2	41105	41911	45030	42682	2072,978	4,86
η_2	607	612	672	630	36,171	5,74

Tabella 8.3.1.7: Parametri del modello e coefficienti di variazione per il bitume 170/220

Dalle Tabelle sopra riportate si può notare come esista effettivamente una certa variabilità dei coefficienti determinata dalle variazioni di temperatura. Ovviamente i singoli bitumi hanno comportamenti differenti tra loro: ad esempio i bitumi 50/70 e 70/100 sembrano essere meno influenzati dalla temperatura di quanto non lo siano il 35/50 ed il 170/220. Tuttavia possiamo osservare come il parametro k_1 sia quello maggiormente influenzato dalla temperatura. Infatti:

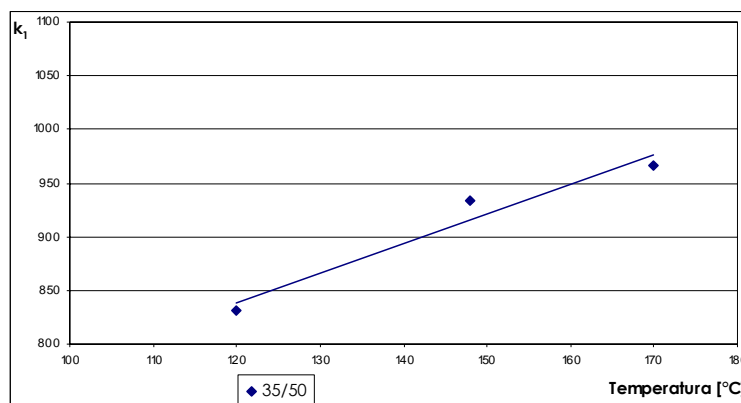


Grafico 8.3.1.1: Andamento del parametro k_1 in funzione della temperatura (bitume 35/50)

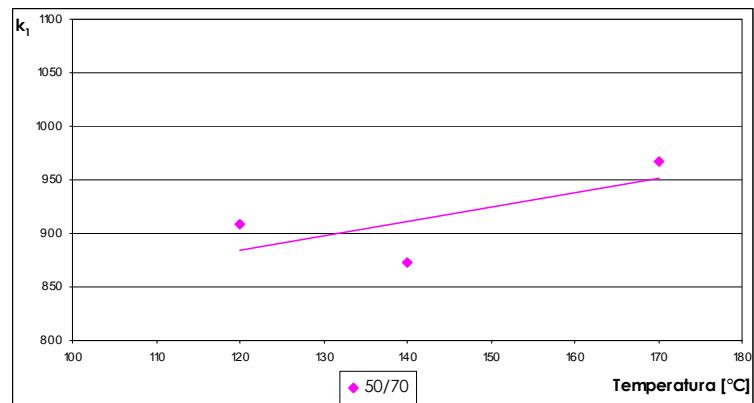


Grafico 8.3.1.2: Andamento del parametro k_1 in funzione della temperatura (bitume 50/70)

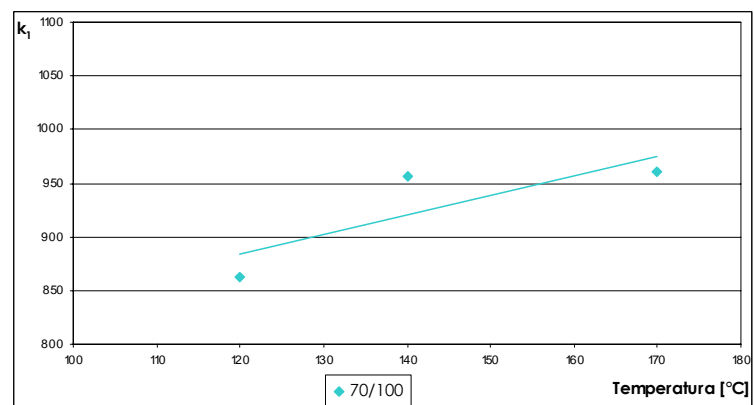


Grafico 8.3.1.3: Andamento del parametro k_1 in funzione della temperatura (bitume 70/100)

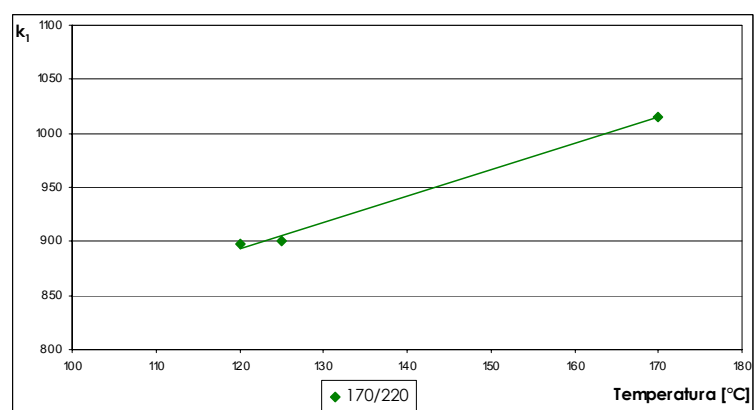


Grafico 8.3.1.4: Andamento del parametro k_1 in funzione della temperatura (bitume 170/220)

Il parametro k_1 tende pertanto ad aumentare all'aumentare della temperatura di compattazione, mentre avrà un comportamento opposto nei

confronti della viscosità: infatti, un aumento di quest'ultima porterà ad una diminuzione del parametro (Grafico 6.3.3.5):

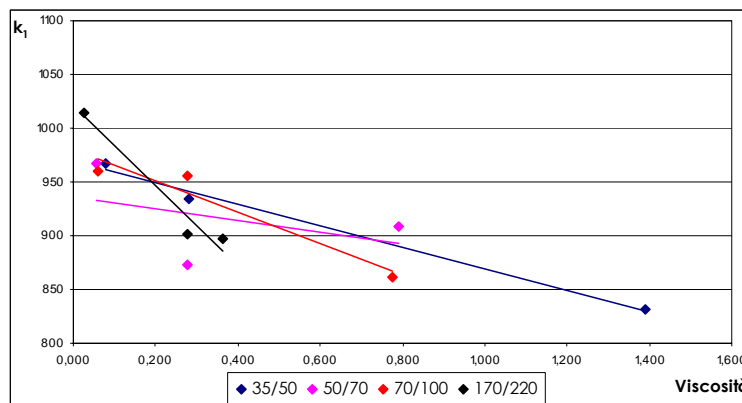


Grafico 8.3.1.5: Andamento del parametro k_1 in funzione della viscosità del legante

Anche i parametri η_1 e η_2 sembrano essere influenzati dalla temperatura, anche se in maniera decisamente minore rispetto a k_1 :

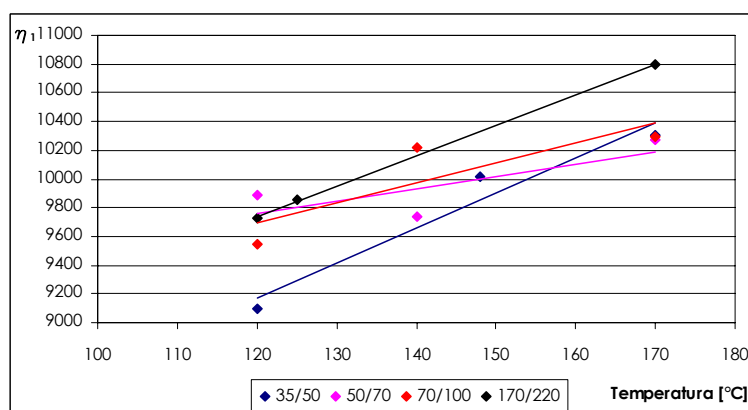


Grafico 8.3.1.6: Andamento del parametro η_1 in funzione della temperatura di prova

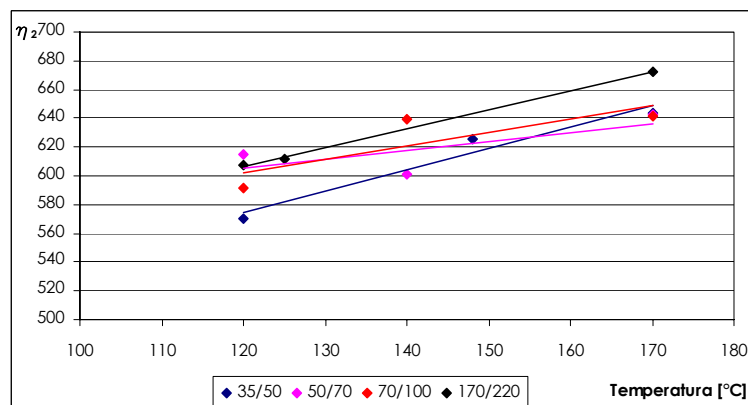


Grafico 8.3.1.7: Andamento del parametro η_2 in funzione della temperatura di prova

Si può facilmente osservare come i parametri η_1 e η_2 abbiano lo stesso andamento e siano pertanto influenzati allo stesso modo dalla temperatura.

Dall'analisi di questo livello di indagine nella sua totalità, possiamo pertanto affermare come il parametro k_1 dipenda in primo luogo dalla temperatura di compattazione, e, anche se in maniera minore, dalla tipologia di bitume, quindi dalla viscosità del legante utilizzato. I parametri η_1 e η_2 sembrano invece essere dipendenti dalla temperatura. Siccome l'elemento costitutivo mantenuto fisso in questa fase di indagine è lo scheletro litico si ritiene quindi che il parametro k_2 sia invece funzione della granulometria utilizzata.

8.3.2 VARIAZIONI GRANULOMETRICHE E DI CONTENUTO DI LEGANTE

Osservato quali sono stati i parametri del modello influenzati maggiormente dal bitume e dalla temperatura, è necessario ora osservare come essi rispondono a variazioni dello scheletro litico.

Analizzando le piccole variazioni granulometriche (2° livello dell'indagine), possiamo notare quanto segue:

PARAMETRO	I	II	III	IV	V	VI	VII
k_1	1023	822	946	974	935	991	879
η_1	10648	9088	10118	10142	10158	10614	9564
k_2	43780	38901	42313	41664	42917	44428	40546
η_2	669	567	632	640	631	661	597

Tabella 8.3.2.1: Parametri del modello piccole discontinuità granulometriche

PARAMETRI	MEDIA	DEVIAZIONE STANDARD	COEFFICIENTE DI VARIAZIONE
k_1	939	68,724	7,32
η_1	10047	557,083	5,54
k_2	42078	1905,702	4,53
η_2	628	35,639	5,67

Tabella 8.3.2.2: Coefficienti di variazione piccole discontinuità granulometriche

Il parametro avente la più sensibile variazione risulta essere nuovamente k_1 .
Graficamente:

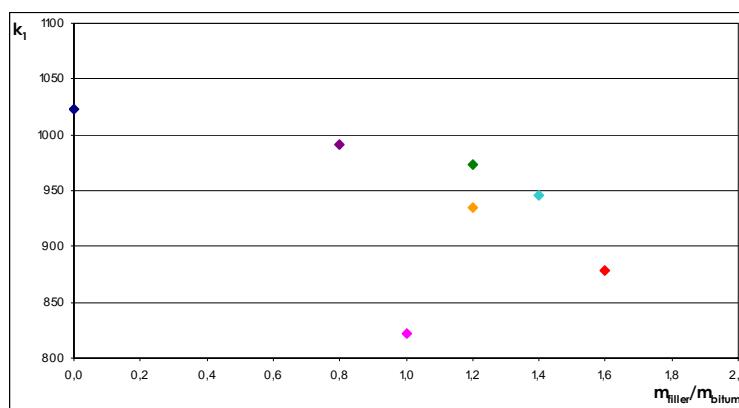


Grafico 8.3.2.1: Andamento del parametro k_1 in funzione del rapporto tra massa di bitume e filler

Osserviamo, infatti, come esso tenda a diminuire all'aumentare del rapporto $\frac{m_{\text{filler}}}{m_{\text{bitume}}}$, all'aumentare quindi della frazione fine di filler o al diminuire della percentuale di bitume. Analogo andamento lo si osserva per il parametro η_2 :

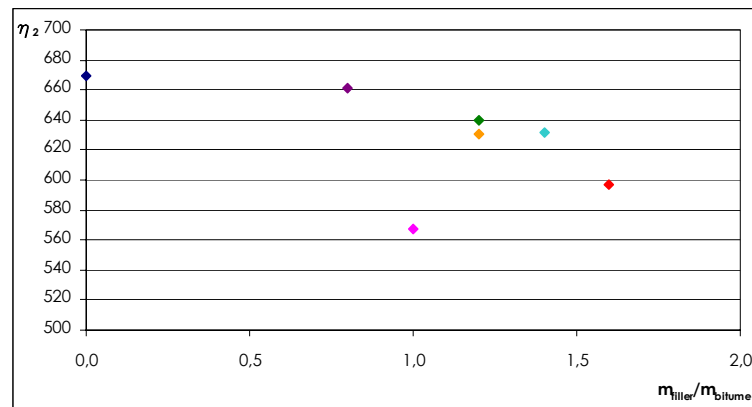


Grafico 8.3.2.2: Andamento del parametro η_2 in funzione del rapporto tra massa di bitume e filler

Pertanto possiamo ritenere questi due parametri influenzati dalla frazione più fine della curva granulometrica e dalla percentuale di bitume.

Passando all'esame delle grandi discontinuità (terzo livello di indagine), si è osservato come i quattro parametri siano tutti influenzati dalle detrazioni imposte alla distribuzione granulometrica, ma ciò che maggiormente si è cercato di analizzare sono state le variazioni del parametro k_2 , l'unico finora immune da una sensibile ed apprezzabile variabilità. I restanti tre parametri era logico subissero variazioni poiché anche i fattori che ne causavano la variabilità nei livelli precedenti hanno subito mutamenti durante questa fase della sperimentazione. L'ipotesi iniziale che k_2 fosse funzione della distribuzione granulometrica ha qui avuto conforto:

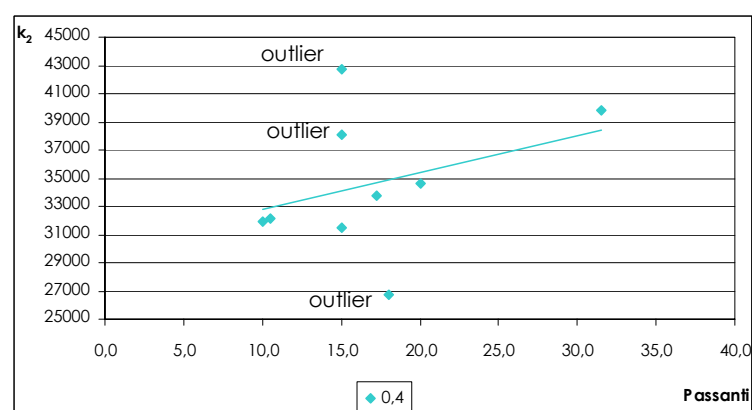


Grafico 8.3.2.3: Andamento del parametro k_2 in funzione del passante al setaccio con apertura di maglia di 0.400 mm (grandi discontinuità con legante)

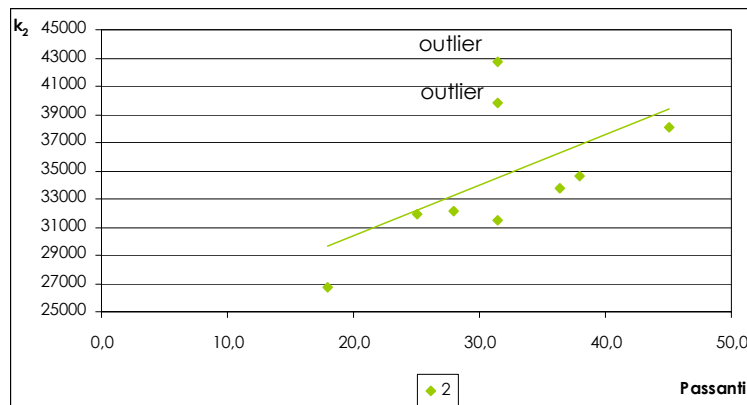


Grafico 8.3.2.4: Andamento del parametro k_2 in funzione del passante al setaccio con apertura di maglia di 2 mm (grandi discontinuità con legante)

Dall'analisi dei Grafici sopra riportati possiamo osservare come il parametro k_2 sia influenzato in maniera marcata dai passanti alle frazioni più fini della distribuzione granulometrica. In particolare si può notare come esso tenda ad aumentare in relazione ad incrementi della frazione passante ai setacci con apertura di maglia 2 mm e 0.400 mm. In virtù del fatto poi che non si possa individuare una tendenza preferenziale del comportamento di tale parametro in relazione al passante al setaccio con apertura di maglia 0.180 mm (Grafico 8.2.3.5), si ritiene pertanto che k_2 sia caratterizzato dalle classi granulometriche 2-0.400 mm e 0.400-0.180 mm:

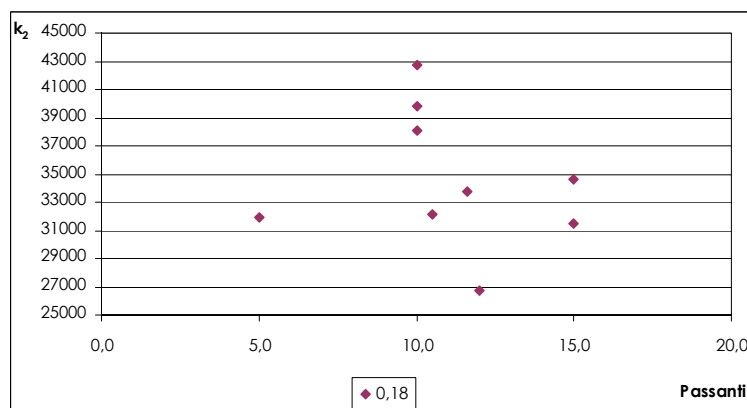


Grafico 8.3.2.5: Andamento del parametro k_2 in funzione del passante al setaccio con apertura di maglia di 0.180 mm (grandi discontinuità con legante)

Confrontando infine i dati numerici di k_2 relativi alle grandi discontinuità con legante e le relative malte notiamo:

PARAMETRO	GRANULOMETRIA								
k_2	CF	FS	FI	2P	2O	0.400P	0.400O	0.180P	0.180O
	42757	34670	31954	38056	33760	39770	26725	31451	32182
	CFM	FSM	FIM	2PM	2OM	0.400PM	0.400OM	0.180PM	0.180OM
	49891	52228	45038	45283	52172	52486	51904	51746	42392

Tabella 8.3.2.3: Parametro k_2 nel caso di conglomerati bituminosi e malte

Il valore di k_2 riferito al caso delle malte è decisamente, e sempre, maggiore rispetto a miscele omologhe di conglomerato bituminoso tradizionale; pertanto se il comportamento di k_2 è influenzato dalle frazioni fini della distribuzione granulometrica, la sua entità numerica è anche caratterizzata dalle frazioni a pezzatura maggiore, in particolare dal diametro massimo dell'aggregato.

Pertanto si può ampiamente ritenere verificata l'ipotesi di partenza secondo cui il parametro del modello k_2 fosse influenzato dalla distribuzione granulometrica dello scheletro litico: in particolare dal diametro massimo dell'aggregato e dalle classi granulometriche 2-0.400 mm e 0.400-0.180 mm.

Per esaminare la generale funzionalità del modello proposto si sono analizzati alcuni materiali, che potremmo definire "non tradizionali", in modo da esaminare la sensibilità dei parametri del modello stesso e la sua reale funzionalità.

Pertanto si sono compattati alcuni campioni di conglomerato bituminoso a freddo per ripristino stradale (*cold-mix*) e di conglomerato bituminoso riciclato a freddo; l'intento è stato quello di verificare che effettivamente i coefficienti che da tali compattazioni ne sarebbero derivati, si differenziassero da quelli finora trovati analizzando materiali tradizionali, in modo da verificare l'effettiva sensibilità di quest'ultimi in relazione alle caratteristiche compositive e alle condizioni di prova delle miscele analizzate.

Nel caso della miscela cold-mix, per verificare ulteriormente la correttezza del modello invece tali compattazioni sono state eseguite anche a numero di giri differenti (sino a 300), in modo da escludere che la veridicità del modello fosse limitata a compattazioni eseguite con 100 giri di pressa giratoria, e a pressioni di costipamento variabili (da 600 fino a 1000 kPa), al fine di fugare ogni sospetto sul modello.

PARAMETRO	TIPOLOGIA DI COMPATTAZIONE									
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	L
k_1	457	435	667	684	745	796	504	564	621	679
η_1	6669	7120	7096	7325	8024	8640	7169	7948	8748	9557
k_2	38742	47740	29479	30503	33555	36312	40993	45188	49707	54276
η_2	384	384	471	493	541	584	423	473	523	573

Tabella 8.3.2.4: Parametri del modello per cold-mix

PARAMETRO	TIPOLOGIA DI COMPATTAZIONE									
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	L
Numero di giri	200	300	100	100	100	100	200	200	200	200
Pressione di compattazione	600	600	700	800	900	1000	700	800	900	1000

Tabella 8.3.2.5: Condizioni di prova per cold-mix

Per quanto concerne invece il conglomerato bituminoso riciclato a freddo, sono state analizzate due tipologie di miscela che si differenziavano per la variabilità del rapporto emulsione e acqua di aggiunta (mantenendo però costanti le tipologie di materiale costituenti), entrambe compattate mediante 100 giri di pressa giratoria e ad una pressione di 600 kPa:

PARAMETRO	IDENTIFICATIVO MISCELA	
	M	N
k_1	746	750
η_1	8294	8258
k_2	35645	35231
η_2	521	521

Tabella 8.3.2.5: Parametri del modello per conglomerato bituminoso riciclato a freddo

Osserviamo come effettivamente vi sia una notevole differenza nei parametri qui desunti rispetto a quelli ottenuti durante l'indagine principale di sperimentazione; questo permette di osservare come effettivamente il modello proposto sia sensibile alle variazioni di materiale analizzato ed alle condizioni di prova; trattandosi ovviamente di materiali non tradizionali, il modello necessiterebbe di uno studio specifico ed esclusivo per essi, ma al fine di questo studio di ricerca essi sono serviti esclusivamente a confermare la validità del modello proposto per i conglomerati tradizionali e la sensibilità dei parametri da esso desunti.

8.4 ALCUNE CONSIDERAZIONI ENERGETICHE FINALI

Nel corso della sperimentazione, come anticipato nel Capitolo §7, si è iniziato a introdurre un approccio energetico per lo studio della lavorabilità dei conglomerati bituminosi, così come già successo per altre caratteristiche di essi, quali lo studio del fenomeno della fessurazione per fatica. Ovviamente, in virtù del fatto che l'indirizzo principale di questo lavoro di ricerca non fosse specificatamente incentrato su tale problematica, ha fatto sì che si prediligessero altre tematiche di approfondimento. Tuttavia si vogliono qui riportare alcune considerazioni interessanti riscontrate durante la sperimentazione, che sicuramente saranno oggetto di futuri approfondimenti.

Per quanto concerne l'energia spesa per la compattazione di ogni campione si è osservato come essa sia decisamente variabile: analizzando il primo livello di studio (variazioni di legante e temperatura di compattazione), si nota come essa sia indipendente dalla tipologia di bitume ma sembri essere influenzata dalla temperatura di compattazione (Grafico 8.4.1):

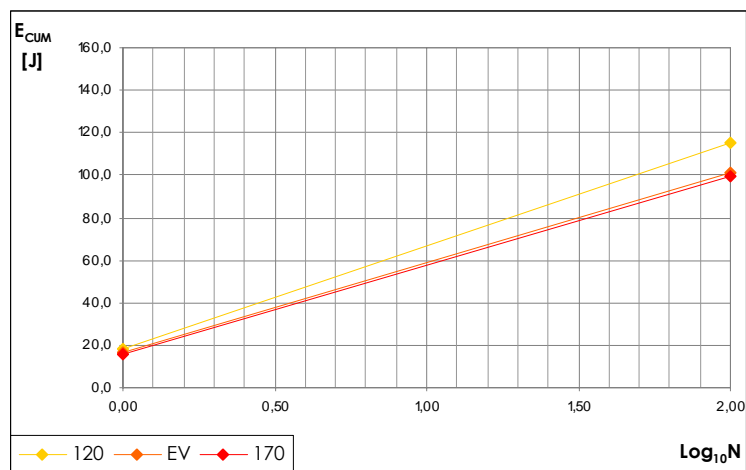


Grafico 8.4.1: Andamento dell'energia immagazzinata in funzione della temperatura (bitume 35/50)

Notiamo come all'aumentare della temperatura diminuisca l'energia dissipata durante la prova, sintomo di una facilità maggiore nei confronti dell'azione di riorganizzazione interna dei granuli.

Confrontando globalmente tutti i risultati, si è notato come l'energia dissipata durante il processo di compattazione sia dipendente dalle caratteristiche compositive del materiale e dal livello di compattazione utilizzato (numeri di giri e pressione di costipamento), oltre che dalla temperatura, come testè accennato.

Più interessante ciò che si è registrato nel caso della Potenza Specifica Volumica (PSV): come già accennato in precedenza, si è notato come essa segua una legge del tipo:

$$PSV = A \cdot N^{-b}$$

che graficamente corrisponde all'andamento rappresentato nel Grafico 8.4.2 sottostante:

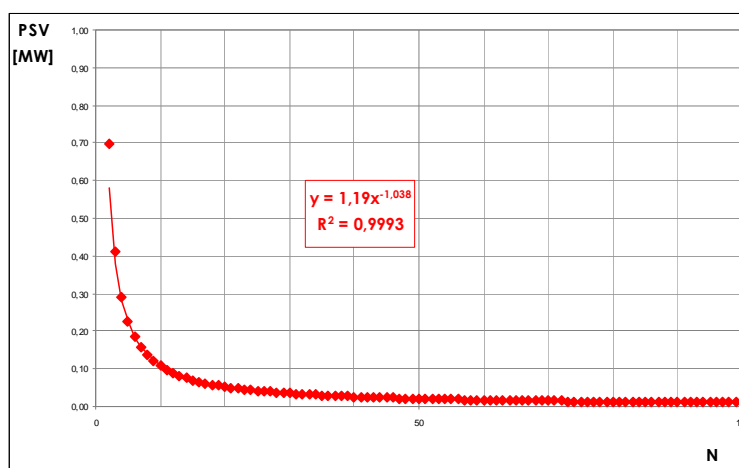


Grafico 8.4.2: Potenza Specifica Volumica (PSV)

Analizzando globalmente tutti i dati di PSV desunti durante le prove eseguite, si sono potute registrare alcune correlazioni interessanti. In particolare dall'analisi comparata dei vari livelli di studio si è osservato come il coefficiente A sia fortemente influenzato dal materiale esaminato, in particolare dalla granulometria e dalla percentuale di bitume e non dalla temperatura. Confrontando altresì tali risultati con quelli ottenuti dall'analisi delle miscele bituminose a freddo per ripristino e di quelle riciclate a freddo, si è inoltre osservato come tale coefficiente dipenda anche dal livello di compattazione eseguito (in particolare dalla pressione di costipamento utilizzata, crescendo con essa). Infine si è osservato come il parametro b sia invece esclusivamente funzione del numero di giri ed in particolare (Tabella 8.4.1):

NUMERO DI GIRI	b
100	1.038
200	1.024
300	1.019

Tabella 8.4.1: Parametro b

Graficamente:

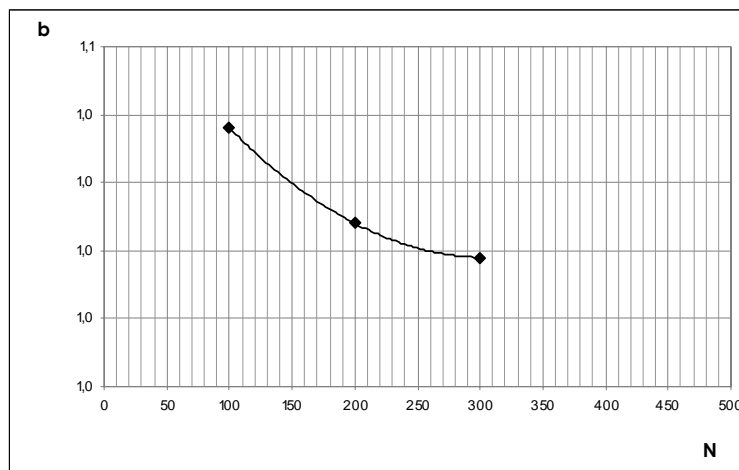


Grafico 8.4.3: Parametro b in relazione al numero di giri della pressa giratoria

Da un punto di vista analitico:

$$b = 5 \cdot 10^{-7} \cdot N^2 - 3 \cdot 10^{-4} \cdot N + 1.061 .$$

Concludendo:

$$A = f(\text{Granulometria}, \% \text{ Bitume}, P_{\text{Compattazione}}) ,$$

$$b = f(n^{\circ} \text{ giri}) .$$

Quindi:

$$PSV = f(\text{Materiale}, \text{Condizioni Esecuzione}) .$$

CAPITOLO 9 – CONCLUSIONI

9.1 CARATTERISTICHE DI ADDENSABILITÀ

L'indagine differenziata su diverse tipologie di miscele bituminose a diverse condizioni di prova aveva il compito di condurre a scoprire quali fossero i reali parametri che intervengono nel processo di compattazione di un conglomerato bituminoso.

A tal fine lo studio si è articolato in diversi livelli, ciascuno dei quali ha permesso di isolare, a turno, i vari parametri che si riteneva potessero essere causa di variabilità delle caratteristiche di addensamento delle miscele.

Dall'analisi del primo livello di studio, in cui si è mantenuta fissa la composizione granulometrica delle miscele analizzate (Centro Fuso CIRS per strati di collegamento)

e la percentuale di legante (5% in peso rispetto alla massa secca degli aggregati) e si sono diversificati i leganti utilizzati e le temperature di compattazione, si è osservato un comportamento alquanto particolare, ed in contrasto con ciò che normalmente si riteneva potesse accadere.

Infatti, in termini di lavorabilità k si è notata una costanza pressoché totale del suo valore sia nei confronti della tipologia di legante utilizzata che in quelli della temperatura di compattazione scelta. Se nel caso di equiviscosità questo era ovviamente da mettere in conto, nel caso delle altre due temperature di prova ci si è trovati dinnanzi ad un comportamento alquanto imprevedibile a priori. Le temperature scelte erano proprio due temperature che avrebbero dovuto, in base alla letteratura di settore, differenziare il comportamento delle miscele realizzate, se non di tutte almeno di una parte di esse. La temperatura di 120°C è stata proprio scelta per osservare come si sarebbe comportato un bitume duro come il 35/50 utilizzato, così come quella di 170°C nei confronti di un legante particolarmente tenero come il 170/220.

I dati sperimentali invece hanno mostrato come la lavorabilità k non solo non è influenzata dalla tipologia di legante utilizzato, mantenendo un valore costante per tutti i bitumi utilizzati ad ogni temperatura di prova, ma che questa costanza si è protratta anche per tutte le temperature di prova e viscosità dei leganti.

Analogo comportamento si è verificato anche per l'autoaddensamento C_1 , anch'esso, ed in modo ancor maggiore, costante per ogni legante utilizzato e per ogni temperatura di compattazione scelta.

Giunti a ciò, si è pertanto ipotizzato che le caratteristiche di addensamento di una miscela fossero per la maggior parte influenzate dalla distribuzione granulometrica e dalla percentuale di legante utilizzate per la realizzazione delle miscele stesse.

Per verificare questa ipotesi si è passati al secondo livello dell'indagine in cui, partendo sempre dalla stessa distribuzione granulometrica, sono state realizzate delle piccole variazioni della parte più fine degli aggregati e della percentuale di legante, in modo da far variare due parametri caratteristici dei conglomerati bituminosi, che da studi precedenti si era visto come fossero in grado di influenzare le caratteristiche fisico-meccaniche delle miscele poste in opera. Si è cercato pertanto di esaminarne l'influenza anche nei confronti delle caratteristiche di addensamento.

I due indici di caratterizzazione scelti sono stati il rapporto tra la massa del filler e quella del bitume $\left(\frac{m_{\text{filler}}}{m_{\text{bitume}}}\right)$ ed il rapporto tra la percentuale di passante al setaccio con apertura di maglia 0.075 mm e quello con apertura di maglia 0.180 mm $\left(\frac{P_{0.075}}{P_{0.180}}\right)$, oltre alla percentuale di legante utilizzata.

Dall'analisi delle sette diverse miscele realizzate si è notato come la percentuale di bitume influenzi, come d'altronde ampiamente risaputo, la lavorabilità di un conglomerato bituminoso: infatti, aumentando la percentuale di legante, a parità di altre condizioni, la lavorabilità ne trae ovvi benefici in quanto aumenta il mutuo scorrimento dei granuli di aggregato.

A parità di percentuale di legante si è però osservato come diventi la granulometria dell'aggregato (ed in particolare le sue frazioni più fini) il fattore che maggiormente interviene nello sviluppo o meno della lavorabilità. Infatti, si è registrato come essa aumenti all'aumentare del rapporto $\frac{m_{\text{filler}}}{m_{\text{bitume}}}$: il filler, quindi il mastice bituminoso della miscela, rappresenta un catalizzatore di lavorabilità. A parità poi anche di esso, ciò che maggiormente influenza la lavorabilità risulta essere il rapporto $\frac{P_{0.075}}{P_{0.180}}$, infatti, incrementi di esso si riflettono positivamente sul processo di addensamento delle miscele. Questo sta ad indicare che il passante al setaccio con apertura di maglia 0.180 mm, e più nello specifico, il materiale trattenuto al setaccio 0.075 (setaccio 200 ASTM) rappresenta un inibitore della lavorabilità: i trattenuti ai due setacci contigui (0.075 e filler) pertanto influiscono in modo diametralmente opposto nei confronti del processo di compattazione. Non tener conto di ciò significherebbe andare incontro a serie problematiche di lavorabilità, che si rifletterebbero in notevoli difficoltà di messa in opera del materiale.

Per quanto riguarda C_1 , come già verificato nel primo livello di indagine, esso sembra non essere assolutamente influenzato dai due indici analizzati e quindi da piccole variazioni granulometriche delle frazioni fini. Esiste però una certa variabilità relativa alla percentuale di bitume, simile a quella registrata per la lavorabilità, anche se di entità decisamente minore. In linea di massima possiamo ritenere anche in questo caso il coefficiente di autoaddensamento poco o nulla influenzato dai mutamenti indotti alle miscele analizzate.

Per esaminare quindi in maniera più approfondita e selettiva l'influenza che la distribuzione granulometrica ha nei confronti delle caratteristiche di addensamento di una miscela bituminosa si è deciso di indurre delle discontinuità granulometriche all'interno della granulometria scelta come riferimento (terzo livello di indagine). Sono state pertanto create delle detrazioni di alcune classi granulometriche (5-2, 2-0.400 e 0.400-0.180) in modo da permettere la valutazione del contributo che ciascuna di esse apporta alla lavorabilità k e all'autoaddensamento C_1 . Inizialmente si è deciso di analizzare miscele di solo aggregato, successivamente miscele di aggregato e bitume e, infine, si sono analizzate le "malte bituminose", realizzate isolando le classi di aggregato fine (passanti al setaccio con apertura di maglia 5 mm) ed eliminando le frazioni a pezzatura maggiore.

Nelle miscele costituite da solo aggregato si è osservato come la lavorabilità diminuisca all'aumentare della percentuale di passante al setaccio con apertura di maglia 0.400 mm. Questo comportamento permette di osservare come una distribuzione granulometrica in cui si abbia un eccesso di materiale fine porti a problematiche inerenti alla lavorabilità. Analizzando le stesse miscele, questa volta addizionate con bitume, si è notato come si registri lo stesso andamento della lavorabilità, ma non più nei confronti della percentuale di passante al setaccio 0.400 bensì a quello con apertura di maglia 2 mm: la lavorabilità k diminuisce all'aumentare della frazione di aggregato con pezzatura inferiore ai 2 mm.

Indicando con il termine di *setaccio critico* quel particolare setaccio in corrispondenza di cui l'aumento del materiale passante porta ad avere decrementi in termini di lavorabilità, la presenza del legante determina un incremento dell'apertura di maglia di tale setaccio rispetto a quello registrato analizzando i soli aggregati. Analizzando le varie distribuzioni granulometriche esaminate, si è osservato, a conferma di quanto detto, che effettivamente la lavorabilità tende ad aumentare passando da una distribuzione granulometrica più fine verso una a pezzatura maggiore.

L'analisi delle malte bituminose ha permesso di notare la stessa tendenza: questo porta a concludere come sia effettivamente la frazione più fine degli aggregati a determinare lo sviluppo della lavorabilità, ed in particolare i trattenuti ai setacci 0.400 e 0.180.

Come nei precedenti livelli di indagine, anche in questa fase della sperimentazione l'autoaddensamento non ha manifestato particolari variazioni

dovute a discontinuità indotte nell'assortimento granulometrico dello scheletro litico di un conglomerato bituminoso.

Confrontando però i dati sperimentali ottenuti dall'analisi dei conglomerati bituminosi con quelli ricavati dall'analisi delle malte, possiamo notare come tale indice di lavorabilità evolva verso valori numerici decisamente maggiori nel primo caso. Ciò porta a concludere come esso sia governato dalla frazione a pezzatura maggiore dell'assortimento granulometrico degli inerti utilizzati.

Riassumendo si può sottolineare come la lavorabilità k si è visto non dipendere dalla temperatura di compattazione né tanto meno dalla tipologia di legante utilizzata, bensì dalla percentuale di legante e dalle frazioni fini della distribuzione granulometrica ed in particolar modo dal filler e dai trattenuti ai setacci con apertura di maglia 0.400, 0.180 e 0.075 anche se in maniera antitetica: aumenti del filler portano a miglioramenti, mentre aumenti dei trattenuti ai setacci citati portano all'insorgere di difficoltà nello sviluppo delle caratteristiche di addensamento, in quanto si originano delle strutture più chiuse che complicano il mutuo scorrimento dei granuli dell'aggregato rendendo difficoltosa la loro ridistribuzione e riorganizzazione.

Per quanto concerne il coefficiente di autoaddensamento C_1 si è analizzato come esso dipenda esclusivamente dalle frazioni più grosse della distribuzione granulometrica e, più nello specifico, probabilmente dal diametro massimo (Φ_{MAX}) degli aggregati ed, in modo minore, dalla percentuale di legante.

9.2 PARAMETRI DEL MODELLO PROPOSTO

L'analisi comparativa e differenziata dei diversi livelli di indagine ha permesso di stabilire la validità del modello a quattro parametri proposto. Esso, infatti, permette in tutti i casi analizzati di definire l'andamento deformativo del materiale analizzato in piena concordanza con ciò che avviene nella realtà sperimentale, a meno di errori marginali.

L'utilizzo di una modellazione analogica ha altresì permesso, attraverso l'analisi dei parametri costituenti, di identificare quali siano effettivamente i fattori che realmente influenzano il fenomeno della compattazione di un conglomerato bituminoso e quindi i fattori che contribuiscono allo sviluppo della lavorabilità, senza

ricorrere all'analisi delle canoniche curve di compattazione, che come vedremo successivamente sono affette da alcune imprecisioni concettuali.

Per quanto concerne il parametro k_1 si è osservato essere dipendente da diversi fattori. In primo luogo, dall'analisi del primo livello d'indagine, si è notato come esso tenda ad aumentare all'aumentare della temperatura di compattazione. Pertanto possiamo ritenere che tale parametro sia influenzato dalla temperatura. In secondo luogo si è visto che esso diminuisce all'aumentare della viscosità η del legante utilizzato. Questa variazione è però differente a seconda della tipologia di legante utilizzato (più marcata nel caso di bitumi teneri, mentre decisamente meno sensibile nei confronti di bitumi particolarmente duri). Possiamo pertanto ritenere k_1 funzione sia della temperatura di compattazione che della viscosità del legante utilizzato a quella determinata temperatura.

Inoltre l'analisi del secondo livello di indagine ha permesso di osservare come esso sia condizionato anche dal rapporto $\frac{m_{filler}}{m_{bitume}}$: infatti, all'aumentare di tale indice esso tende a diminuire. Pertanto una diminuzione della percentuale di legante o un aumento del quantitativo di filler ne causano un sensibile decadimento.

Quindi il parametro del modello k_1 , che secondo l'ipotesi iniziale dovrebbe rappresentare il singolo granulo di aggregato ricoperto dalla sottile pellicola di bitume, risulta essere fortemente condizionato dalla temperatura di compattazione, dalla viscosità e massa del legante e dal quantitativo di filler presente nella miscela.

Il parametro η_1 invece è risultato essere condizionato esclusivamente dalla temperatura di compattazione e quindi dalla viscosità del legante utilizzato. In particolare si è potuto verificare come esso tenda ad aumentare in relazione ad incrementi positivi della temperatura. Questo particolare comportamento avvalorava l'ipotesi iniziale secondo cui tale parametro avrebbe dovuto rappresentare la sottile pellicola di legante che riveste i singoli granuli di aggregato.

Il parametro k_2 , invece, nella formulazione del modello doveva rivestire il compito di "rappresentare" o, meglio, simulare lo scheletro litico delle miscele bituminose.

Nell'analisi dei dati sperimentali ed analogici quest'ipotesi ha trovato conferma. Infatti, come già rilevato nell'analisi delle caratteristiche di addensamento, si è visto come esso sia fortemente influenzato da alcune classi granulometriche dell'aggregato, ed in particolare dalle frazioni più fini.

Entrando maggiormente nel dettaglio, si è potuto notare come esso sia condizionato dalle percentuali di passante ai setacci con apertura di maglia 2 mm e 0.400 mm. Aumenti delle percentuali di passante a questi due setacci si riflettono entrambi con aumenti del parametro k_2 .

Pertanto il comportamento di tale parametro è governato dalle classi granulometriche più fini dell'assortimento granulometrico, 2-0.400 e 0.400-0.180.

Confrontando l'indagine sperimentale relative ai conglomerati bituminosi con quella inerente le malte bituminose omologhe, si è inoltre appurato come l'entità numerica di k_2 sia minore nel caso dei conglomerati bituminosi, pur mantenendo gli stessi andamenti nelle malte. Questo comportamento è sintomo del fatto che se tale attitudine è governata dalla frazione più fine della curva granulometrica, esso è influenzato, in termine assoluto, dal diametro massimo degli aggregati.

Per quanto concerne infine il parametro η_2 , esso, nella formulazione del modello, aveva il compito di simulare la presenza del bitume che effettivamente riveste il ruolo di legante, saturando una parte dei vuoti presenti nella miscela secca degli aggregati.

In base a tale supposizione, il comportamento di tale parametro è stato pienamente soddisfacente. Infatti, si è potuto osservare come esso registri una forte dipendenza dalla temperatura (aumentando con essa); inoltre si è potuta verificare

la sua dipendenza dal parametro caratterizzante $\frac{m_{filler}}{m_{bitume}}$, indicatore di una forte dipendenza di η_2 dalla massa di bitume e quindi dalla percentuale di legante della miscela bituminosa. Infatti, esso tende a diminuire all'aumentare dell'indice caratterizzante.

Come precedentemente accennato, a corollario dell'indagine sperimentale principale, si sono analizzate altre due tipologie di miscele: conglomerati bituminosi a freddo per ripristini stradali e conglomerati bituminosi riciclati a freddo. Durante la sperimentazione si è, infatti, avvertita la necessità di controllare il comportamento del modello mediante la sua applicazione con due materiali non tradizionali, al fine di poter effettivamente verificare la sensibilità di tali parametri a variazioni di materiale.

Per fugare ogni dubbio sul modello tale indagine parallela è stata eseguita a diversi livelli di compattazione, facendo variare sia il numero di giri di pressa giratoria utilizzati (100, 200 e 300) sia la pressione di compattazione utilizzata (600, 700, 800, 900

e 100 kPa). In questo modo si è anche potuto verificare quale fosse la dipendenza dei parametri analogici dal livello di compattazione scelto per la sperimentazione.

Il confronto tra i materiali tradizionali e non ha permesso di osservare come effettivamente i parametri presentassero valori decisamente diversi, fatto che ha ulteriormente validato la bontà del modello. Ovviamente non si sono fatti studi sulle variazioni dei parametri nel caso di miscele non tradizionali poiché non inerente con la line principale di questa ricerca e poiché necessiterebbero di studi appropriati ed esclusivi.

Si è però osservato come il parametro k_2 sia dipendente dalla pressione di compattazione utilizzata, aumentando all'aumentare di essa.

Riassumendo, possiamo sottolineare quanto segue:

$$k_1 = f(T^\circ, \eta, \%B, \text{filler}) ;$$

$$\eta_1 = f(T^\circ) ;$$

$$k_2 = f(P_2, P_{0.400}, \Phi_{MAX}, \text{LivelloCompattazione}) ;$$

$$\eta_2 = f(T^\circ, \%B) .$$

Confrontando l'analisi relativa alle caratteristiche di addensamento (lavorabilità e autoaddensamento) con quella inerente i parametri del modello si osserva una sostanziale coerenza ad eccezione dell'influenza della temperatura.

Infatti, nel caso della lavorabilità si è osservato come la temperatura sembri non essere un parametro di influenza, al contrario del modello in cui sono ben tre su quattro i parametri da essa influenzati.

Questo ha portato alla luce alcune considerazioni sulla non totale veridicità delle canoniche curve di compattazione. Infatti, pur essendo il processo deformativo (simulato mediante il modello proposto) influenzato dalla temperatura di compattazione, di tale influenza non v'è traccia nell'analisi della canonica lavorabilità k .

Questo non è un errore della presente ricerca, bensì una problematica relativa al modo con cui vengono canonicamente valutate le curve di compattazione ed i parametri di lavorabilità ad esse correlati.

Infatti, considerando una generica curva di lavorabilità k - $\%C$ (Grafico 9.2.1) possiamo osservare due, se così si possono definire, inesattezze:

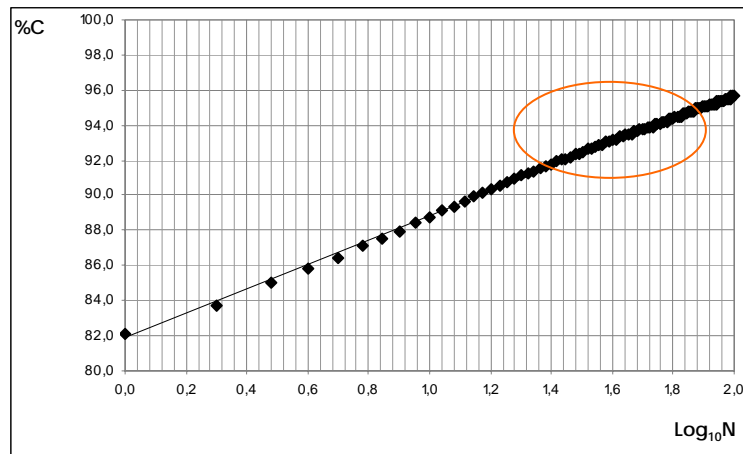


Grafico 9.2.1: Generica curva di lavorabilità

È evidente che ciò che maggiormente influenza l'andamento della curva di compattazione siano i punti finali della compattazione, mentre i primi valori influiscono poco o nulla sulla determinazione della regressione lineare.

In secondo luogo, la lavorabilità che ne deriva risulta essere costante nel tempo, dal primo all'ultimo giro.

Ciò non corrisponde a realtà. La lavorabilità tende infatti ad aumentare inizialmente, fase in cui si realizza la ridistribuzione e riorganizzazione dei granuli, per poi lentamente decrescere, una volta completata la riorganizzazione interna dello scheletro litico, fase in cui la compattazione si realizza solo più con l'avvicinamento dei granuli.

L'individuazione del modello proposto e dei parametri energetici quali energia immagazzinata e PSV è un primo passo verso nuovi indirizzi di ricerca inerenti alla valutazione della lavorabilità tramite un approccio energetico che permetta di risolvere le contraddizioni interne alla tradizionale metodologia di valutazione delle caratteristiche di addensamento dei conglomerati bituminosi.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Tesi di Laurea

- [1] **Chiaretta L.**, 2005. *Studio della compattazione dei conglomerati bituminosi mediante pressa a taglio giratoria*. Tesi di Laurea, Politecnico di Torino, Dipartimento di Idraulica, Trasporti e Infrastrutture Civili
- [2] **Torchio A.**, 2005. *Sperimentazione di campo e di laboratorio per lo studio di miscele bituminose riciclate a freddo*. Tesi di Laurea, Politecnico di Torino, Dipartimento di Idraulica, Trasporti e Infrastrutture Civili

- [3] **Russo F.**, 2006. *Prove di compattazione giratoria su miscele granulari non legate*. Tesi di Laurea, Politecnico di Torino, Dipartimento di Idraulica, Trasporti e Infrastrutture Civili
- [4] **Maletto F.**, 2006. *Studio dell'influenza del dosaggio del filler sulle proprietà meccaniche di un conglomerato bituminoso*. Tesi di Laurea, Politecnico di Torino, Dipartimento di Idraulica, Trasporti e Infrastrutture Civili
- [5] **Di Palma C.**, 2006. *Sviluppo di metodi di prova per lo studio di miscele bituminose di ripristino a freddo*. Tesi di Laurea, Politecnico di Torino, Dipartimento di Idraulica, Trasporti e Infrastrutture Civili
- [6] **Battaglini F.**, 2006. *Analisi sperimentale e modellazione reologica per lo studio della compattazione di conglomerati bituminosi*. Tesi di Laurea, Politecnico di Torino, Dipartimento di Idraulica, Trasporti e Infrastrutture Civili
- [7] **Taliano M.**, 2006. *Analisi sperimentale e modellazione reologica per lo studio della compattazione di malte bituminose*. Tesi di Laurea, Politecnico di Torino, Dipartimento di Idraulica, Trasporti e Infrastrutture Civili

Articoli e pubblicazioni

- [1] **Santagata E.**, Corso di *"Costruzioni di strade, ferrovie ed aeroporti 2"*, anno accademico 2000-2001, Politecnico di Torino
- [2] **Santagata E.**, *Manuale dei materiali per l'ingegneria – 16.2 Bitumi e conglomerati bituminosi*, McGraw-Hill, 1996
- [3] **Brockenbrough R.L., Boedecker K.J.JR.**, *Highway Engineering Handbook*, McGraw-Hill, 1996
- [4] **Nicholls C.**, *Asphalt Surfacing*, E & FN SPON, 1998
- [5] **Francken L.**, *Bituminous Binders and Mixers*, E & FN Spon, 1998
- [6] **Ferrari P., Giannini F.**, *Corpo Stradale e Pavimentazioni – vol. 2*, ISEDI, 2003
- [7] **Davoli P., Bernasconi A., Filippini M., Foletti S.**, *Comportamento meccanico dei materiali*, McGraw-Hill, 2005
- [8] **Hungr O., Morgenstern N.R.**, *High Velocity Ring Shear Tests on Sand*, Géotechnique – vol. 34, 415-21, 1984

- [9] **Sassa K., Wang G., Fukuoka H.**, *Performing undrained Shear Tests on Saturated Sands in a New Intelligent Type of Ring Shear*, Geotechnical Testing Journal, 2003
- [10] **Sassa K., Fukuoka H., Wang G., Ishikawa N.**, *Undrained Dynamic Loading Ring Shear Apparatus and its Application to Landslide Dynamics*, Landslides, 2004
- [11] **Hungr O., Morgenstern N.R.**, *Experiments on the Flow Behaviour of Granular Materials at High Velocity in an Open Channel*, Géotechnique – vol. 34, 405-13, 1984
- [12] **Bagnold R.A.**, *Experiments on a Gravity-Free Dispersion of Large Solid Spheres in a Newtonian Fluid Under Shear*, Proc. Roy. Soc. London, Ser. A 225, 49-63, 1954
- [13] **Been K., Sills G.C.**, *Self-Weight Consolidation of Soft Soils: an Experimental and Theoretical Study*, Géotechnique – vol. 31, 519-535, 1981
- [14] **Beverage J.P., Culbertson J.K.**, *Hyperconcentrations of Suspended Sediment*, Journal of Hydraulics Division, ASCE, 90, HY6, 117-126, 1964
- [15] **Davies T.R.H.**, *Spreading of Rock Avalanche Debris by Mechanical fluidization*, Rock Mechanics, 15, 9-24, 1982
- [16] **Eckersley D.**, *Instrumented laboratory Flowslides*, Géotechnique, 40, 3, 489-502, 1990
- [17] **Hampton M.A.**, *The Role of Subaqueous Debris Flow in Generating Turbidity Currents*, Journal of Sedimentary Petrology, 42, 775-793, 1972
- [18] **Hsu K.J.**, *Catastrophic Debris Streams (Sturzstroms) Generated by Rockfalls*, Geol. Soc. Of America Bull., 86, 129-140, 1975
- [19] **Hsu K.J.**, *Albert Heim: Observation on Landslides and Relevance to Modern Interpretations*, Rockslides and Avalanches, 1, B. Voight Ed., Elsevier, 71-93, 1978
- [20] **Sedran T., de Larrard F., Angot D.**, *Prévision de la Compacité des Melanges Granulaires par le Modèle de Suspension Solide: I – Fondements Théoriques et Etalonnage du Modèle*, Bull. Liaison Labo. P. et Ch., 194, Réf. 3862, 1994
- [21] **Sedran T., de Larrard F., Angot D.**, *Prévision de la Compacité des Melanges Granulaires par le Modèle de Suspension Solide: II –Validation Cas des Mélanges Confinés*, Bull. Liaison Labo. P. et Ch., 194, Réf. 3863, 1994
- [22] **Sedran T., de Larrard F.**, *RENE-LCPC : Un Logiciel pour Optimiser la Granularité des Matériaux de Génie Civil*, Bull. Liaison Labo. P. et Ch., 194, NIT 3873, 1994

- [23] **Cominsky R., Leahy R.B., Harrigan E.T.**, *Level One Mix Design: Materials Selection, Compaction, and Conditioning*, Strategic Highway Research Program, SHRP-A-408, National Research Council, Washington D.C., 1994
- [24] **Moutier F.**, *Prévision de la Compactabilité des Enrobés Bitumineux à l'Aide de la Presse à Cisaillement Giratoire (PGC)*, Bull. Liaison Labo. P. et Ch., 121, Réf. 2472, 1982
- [25] **Button J.W., Little D.W., Jagadam V., Pendleton O.J.**, *Correlation of Selected Laboratory Compaction Methods with Field Compaction*, Texas Transportation Institute, Texas A&M University, College Station, 1992
- [26] **Consuegra A., Little D.N., von Quintus H.L., Burati J.**, *Compaction Evaluation of Laboratory Compaction Devices Based on Their Ability to Produce Mixtures with Engineering Properties Similar to Those Produced in the Field*, Transportation Research Record 1228, TRB, National Research Council, Washington D.C., 1989
- [27] **Butcher M.**, *Australian Gyrotory Compactors*, Department of Transport, SA, 1996
- [28] **Harrigan E.T., Leahy R.B., Youtcheff J.S.**, *Preparation of Compacted Specimens of Modified and Unmodified Hot Mix Asphalt by Means of the DHRP Gyrotory Compactor*, The SUPERPAVE Mix Design System Manual of Specifications, Test Methods, and Practices SHRP-A-379, Strategic Highway Research Program, National Research Council, SHRP M-002
- [29] **Ortolani L., Sandberg H.A.JR.**, *The Gyrotory-Shear Method of Molding Asphaltic Concrete Test Specimens; Its Development and Correlation with Field Compaction Methods*, Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, vol. 27, 1958
- [30] **De Palma C., Santagata E., Bassani M.**, *Indagine Sperimentale sull'Impiego della Pressa a Taglio Giratoria*, Atti del Convegno SIIV, Pisa, Italia, 1997
- [31] **Huber G.A.**, *Development of the Superpave Gyrotory Compactor*, Indianapolis, 1997
- [32] **Liddle G., Oliver J., Alderson A.**, *Development of an Asphalt Workability Index - Pilot Study*, Austroads Technical Report, 2006
- [33] **Santagata E., Bassani M.**, *Full Scale Investigation on the Volumetric Relationship between Laboratory and In-Situ Compaction*, 3rd International Conference Bituminous Mixtures and Pavements, Thessaloniki, Greece, 2002

- [34] *Aggregate Tests for Hot-Mix Asphalt Mixtures Used in Pavements*, NCHRP Report 557, 2006
- [35] *Relationship of Superpave Gyratory Compaction Properties to HMA Rutting Behaviour*, NCHRP Report 478, 2002
- [36] *Factors Affecting Compaction of Asphalt Pavements*, Transportation Research Circular, Transportation Research Board of the National Academies, 2006
- [37] *Preparation of Test Specimens of Bituminous Mixtures by Means of Gyratory Shear Compactor*, Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials
- [38] *Gyratory Compactor*, European Standards, European Committee for Standardization, CEN TC 227, 1996
- [39] *Standard Test Method for the Preparation and Determination of the Density of Hot Mix Asphalt (HMA) Specimens by Means of the Superpave Gyratory Compactor*, American Society for Testing and Materials
- [40] *Determinazione della Stabilità e dello Scorrimento di Miscele di Bitume e Inerti Lapidei a Mezzo dell'Apparecchio Marshall*, Bollettino Ufficiale del CNR, Consiglio Nazionale delle Ricerche, 1973

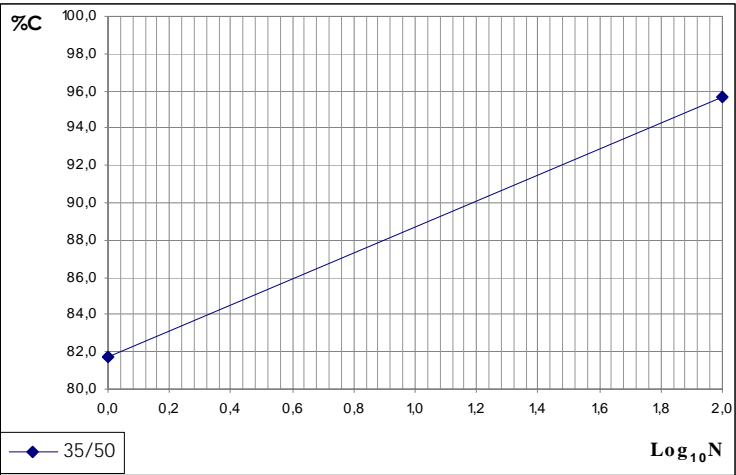
APPENDICE

In questa sezione sono riportati i dati globali della sperimentazione sulla cui base si è potuto sviluppare l'indagine.

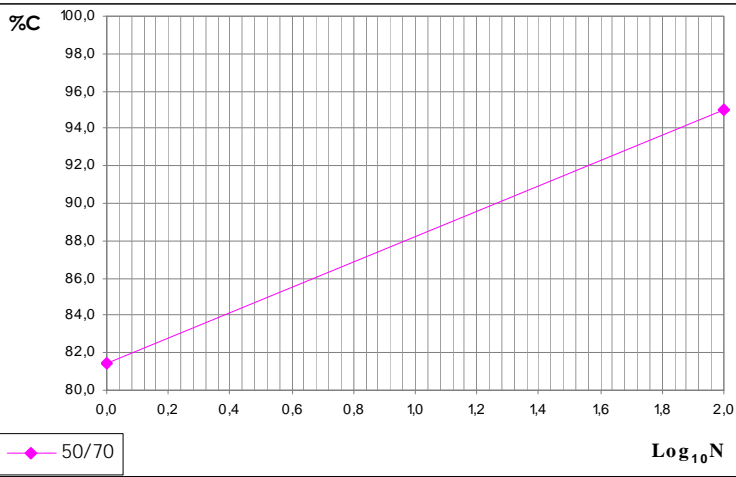
Essi sono suddivisi in tre sezioni: una prima sezione in cui sono riportati i dati relativi alla compattazione delle miscele bituminose analizzate, con relativi valori di lavorabilità k e coefficiente di autoaddensamento C_1 ; una seconda che riporta gli elaborati relativi alla modellazione analogica ed infine una terza che riporta le caratteristiche energetiche delle miscele. Ovviamente, siccome la sperimentazione è avvenuta tramite l'analisi di svariati campioni per miscela, i dati di seguito riportati rappresentano i valori mediati.

SEZIONE 1: COMPATTAZIONE

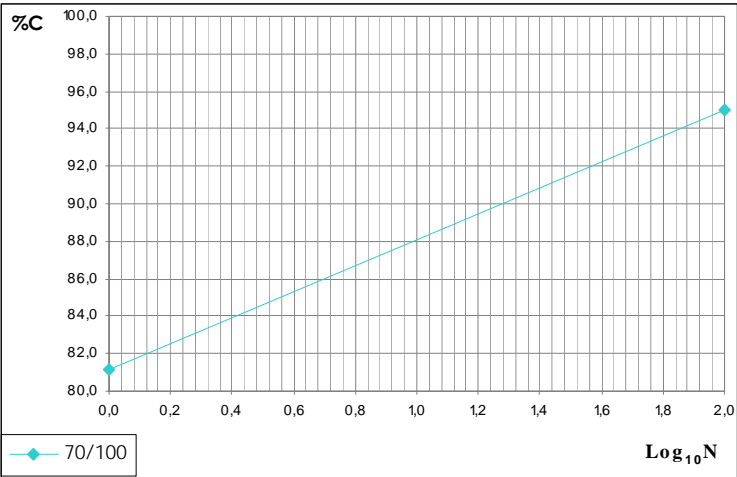
SEZIONE 1-1: Compattazione a 120°C Centro Fuso Binder CIRS



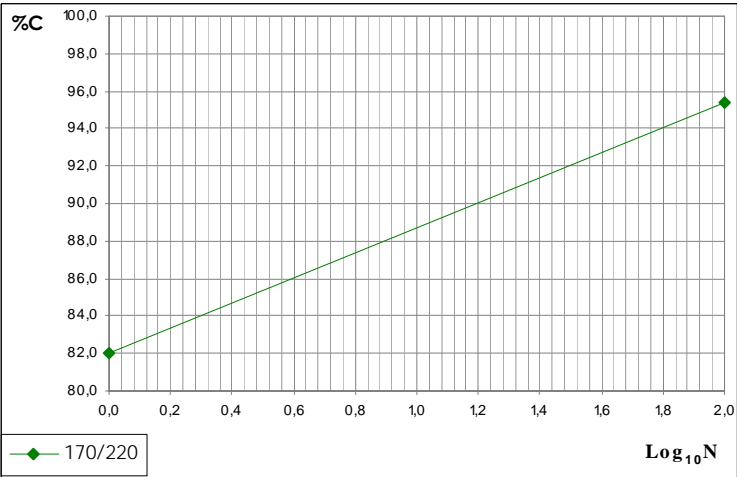
k	6.99
C ₁	81.7



k	6.79
C ₁	81.4



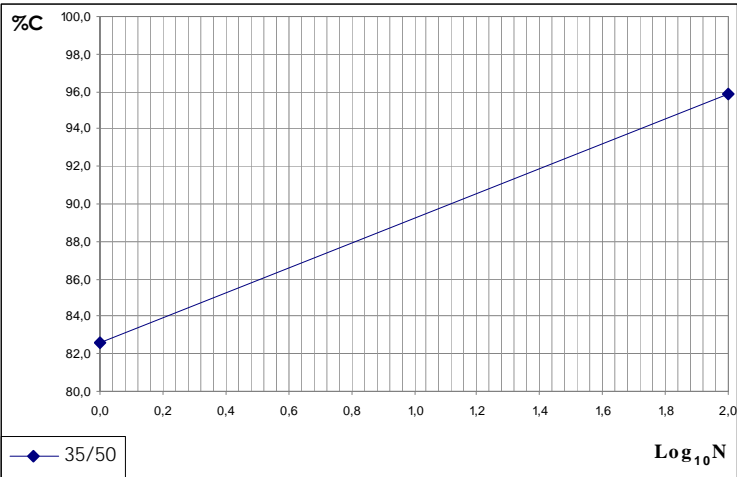
k	6.91
C ₁	81.2



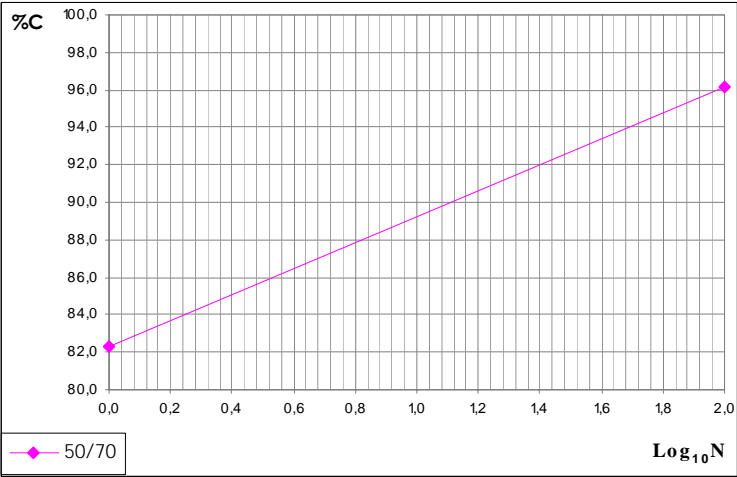
k	6.71
C ₁	82.0

SEZIONE 1: COMPATTAZIONE

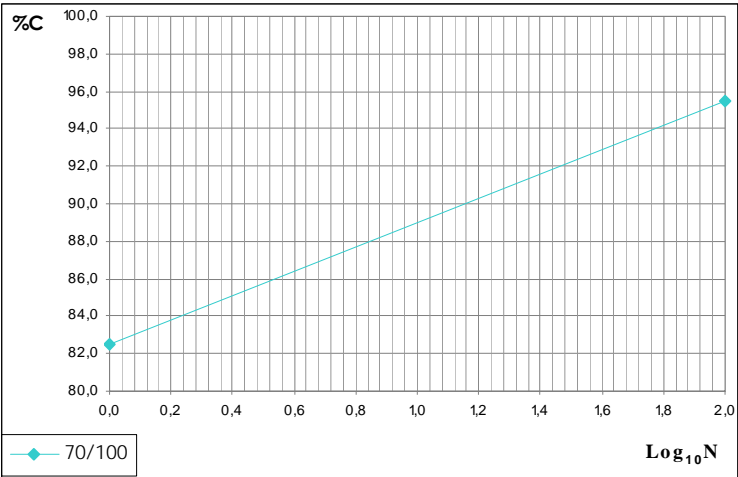
SEZIONE 1-2: Compattazione in condizioni di equiviscosità Centro Fuso Binder CIRS



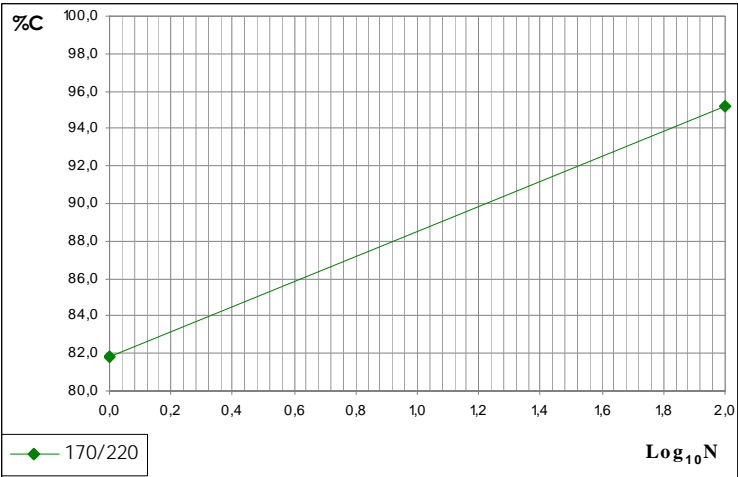
k	6.65
C ₁	82.6



k	6.93
C ₁	82.3



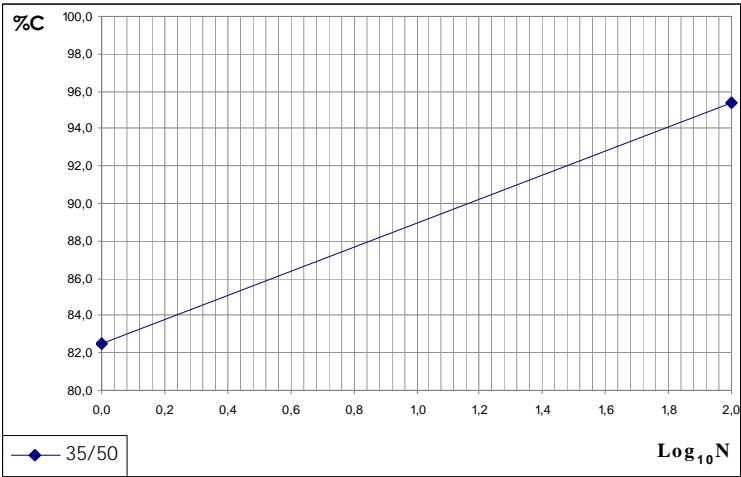
k	6.47
C ₁	82.5



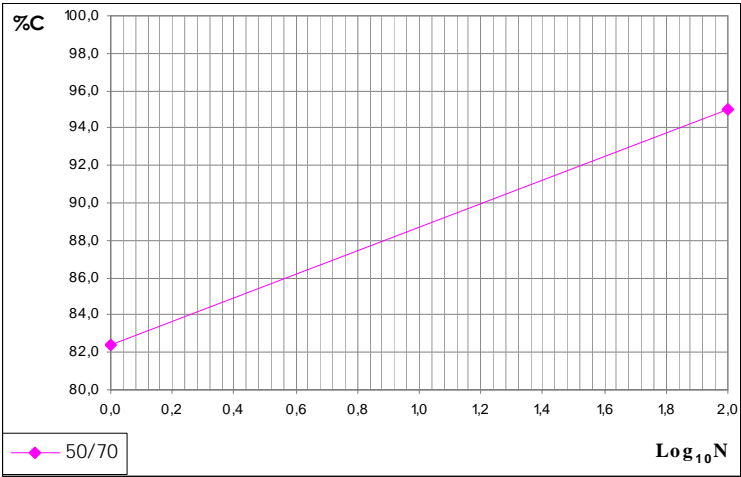
k	6.71
C ₁	81.8

SEZIONE 1: COMPATTAZIONE

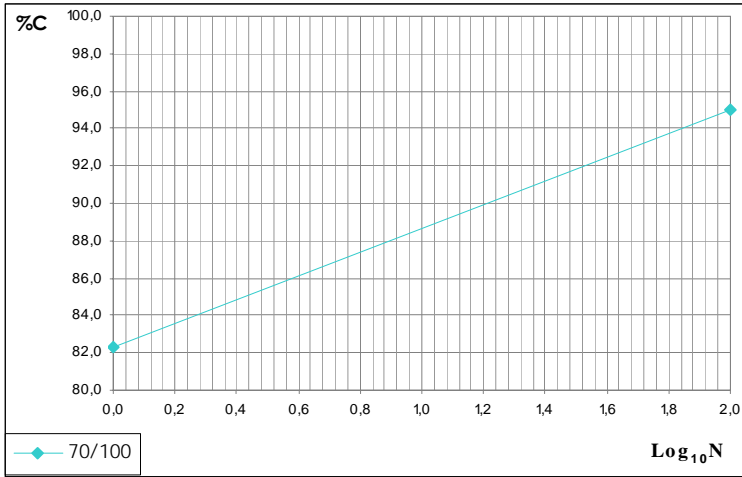
SEZIONE 1-3: Compattazione a 170°C Centro Fuso Binder CIRS



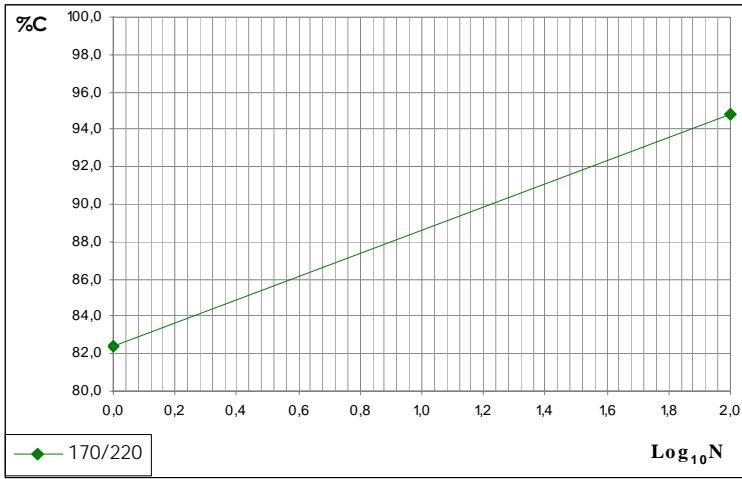
k	6.42
C ₁	82.5



k	6.29
C ₁	82.4



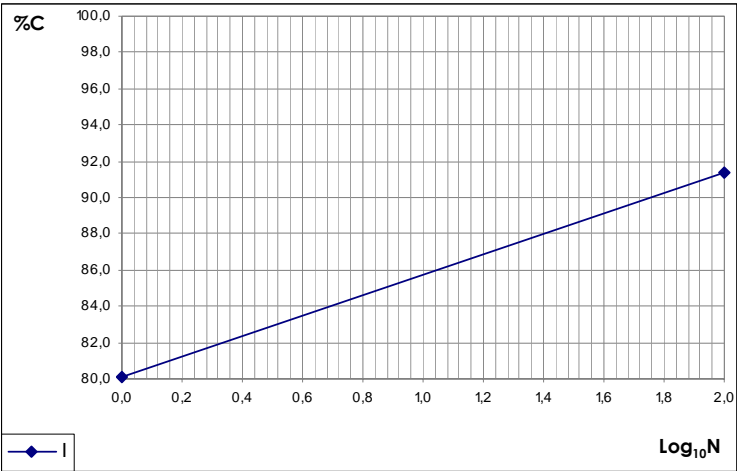
k	6.37
C ₁	82.3



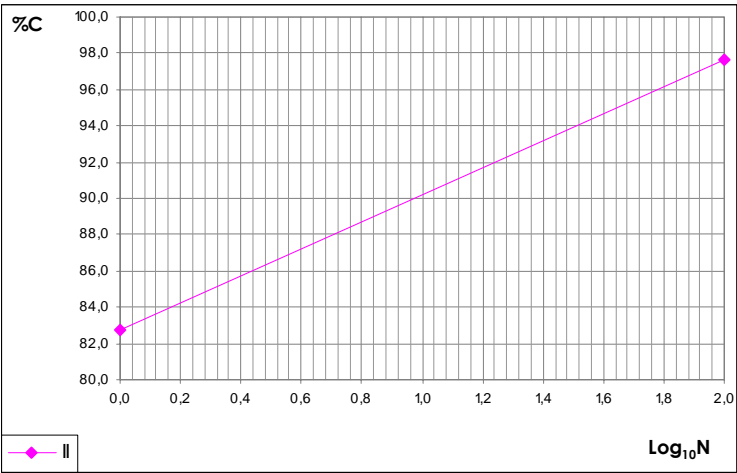
k	6.21
C ₁	82.4

SEZIONE 1: COMPATTAZIONE

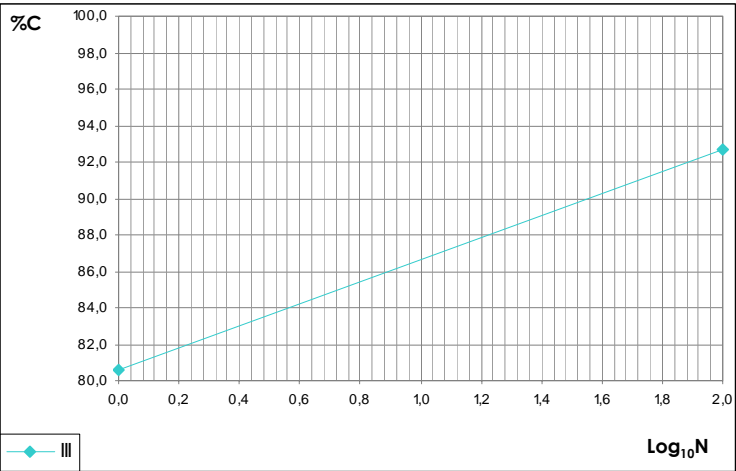
SEZIONE 1-4: Compattazione in condizioni di equiviscosità di “piccole variazioni granulometriche”



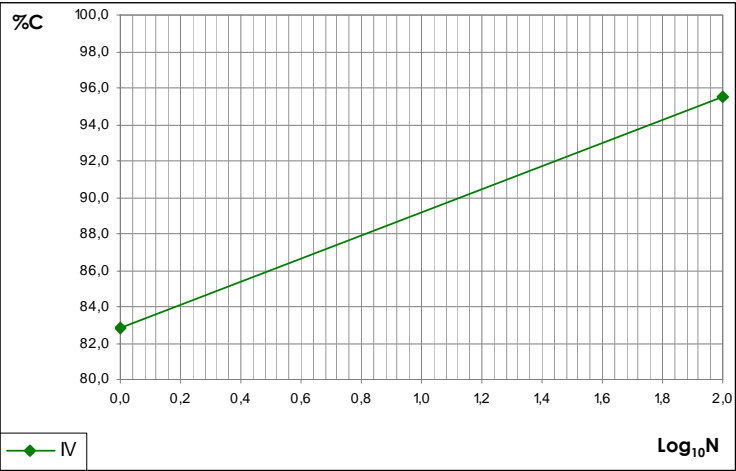
k	5.63
C ₁	80.1



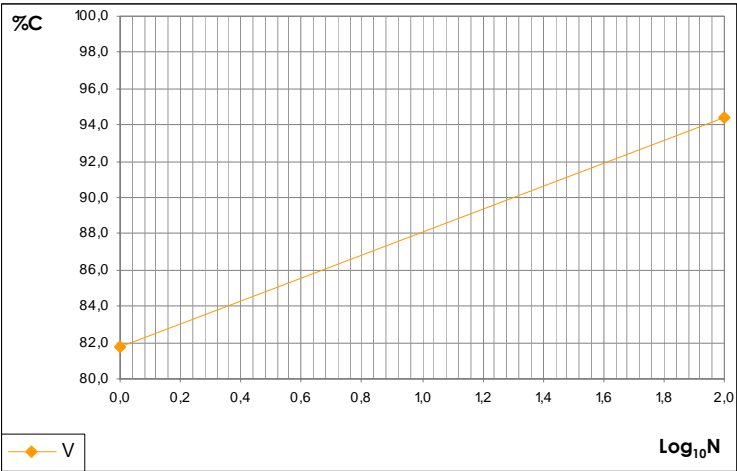
k	7.45
C ₁	82.7



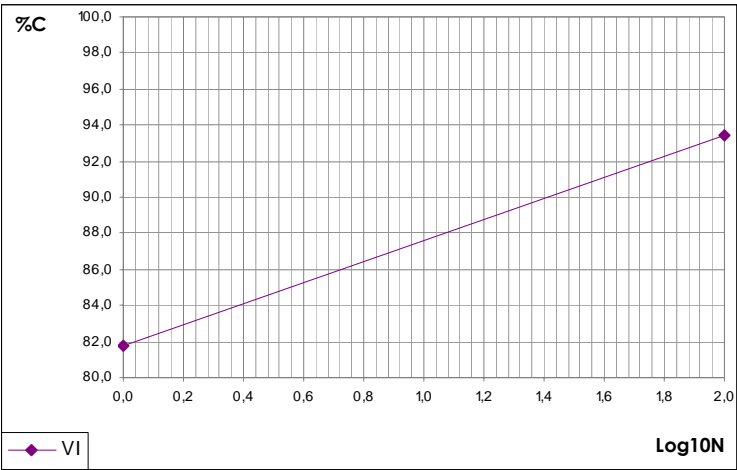
k	6.06
C ₁	80.6



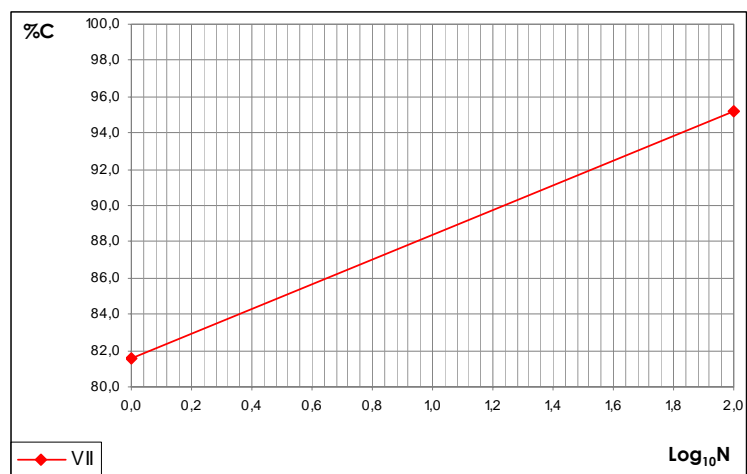
k	6.34
C ₁	82.8



k	6.32
C ₁	81.8



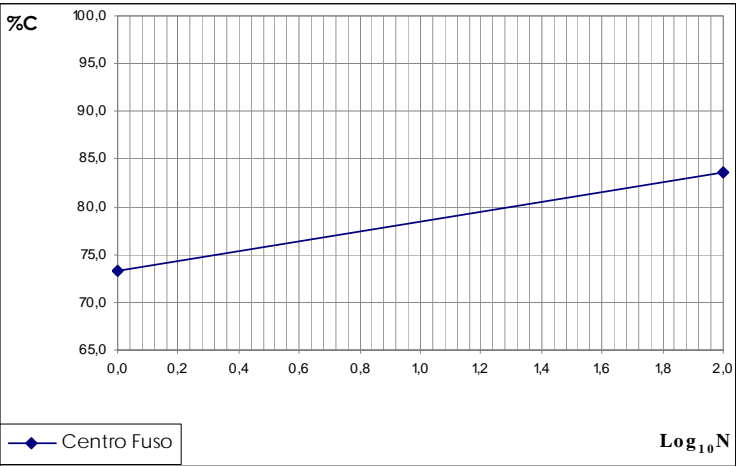
k	5.84
C ₁	81.8



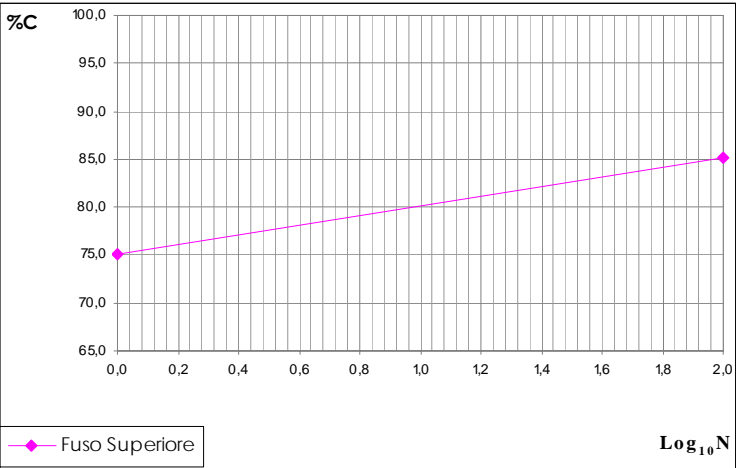
k	6.82
C ₁	81.6

SEZIONE 1: COMPATTAZIONE

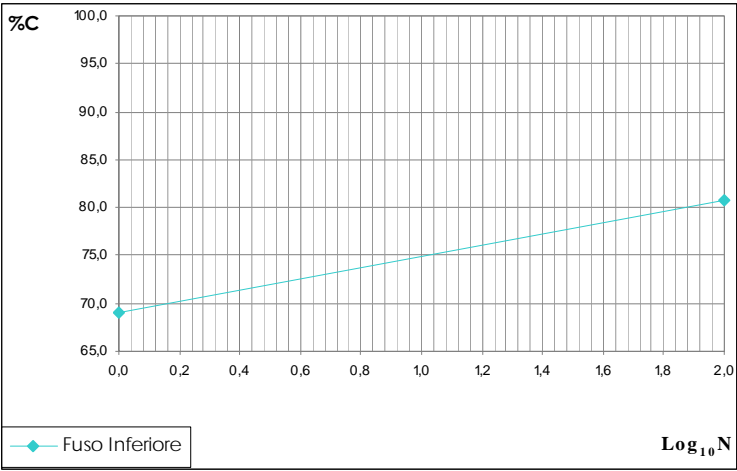
SEZIONE 1-5: Compattazione a temperatura ambiente di “grandi discontinuità senza legante”



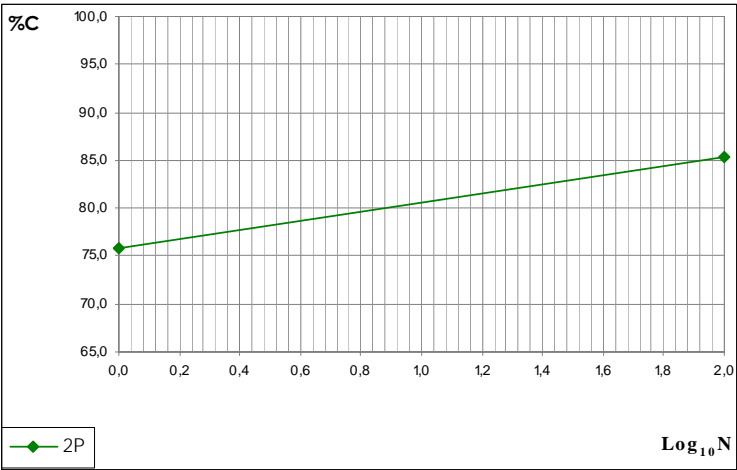
k	5.18
C₁	73.3



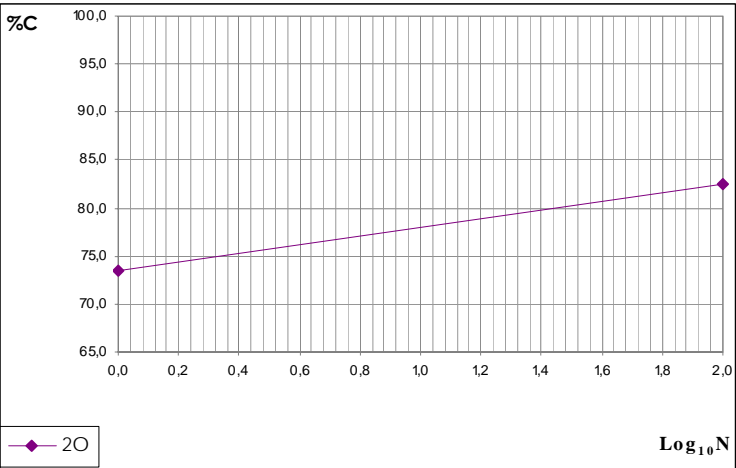
k	5.05
C₁	75.0



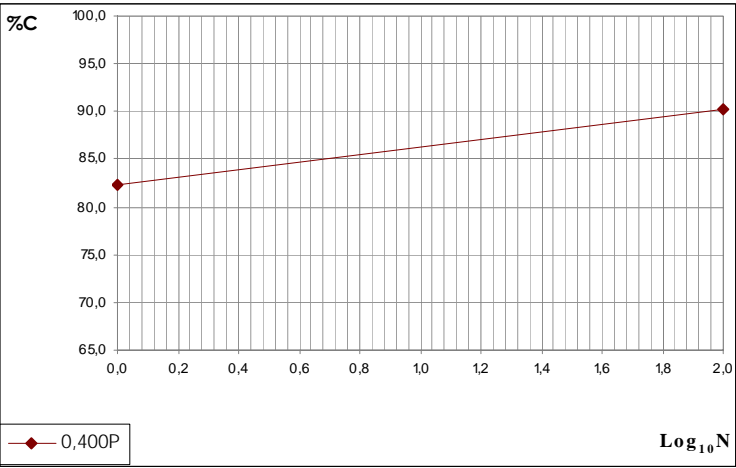
k	5.92
C ₁	69.0



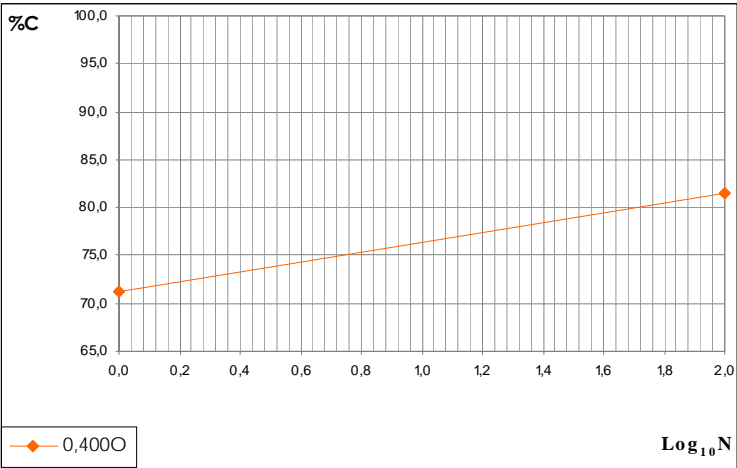
k	4.79
C ₁	75.8



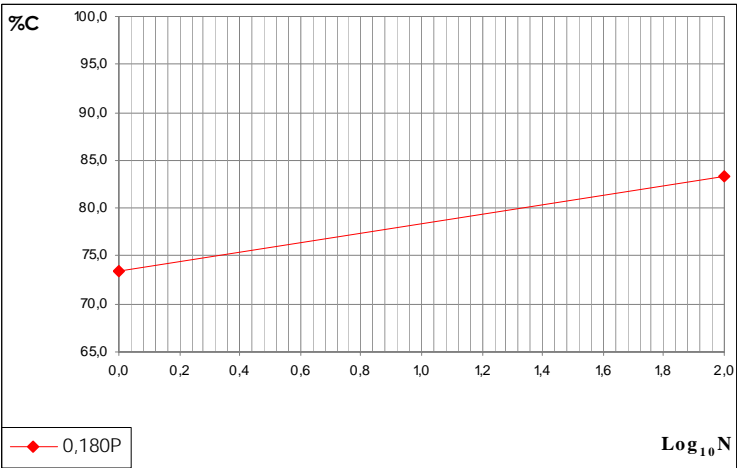
k	4.46
C ₁	73.5



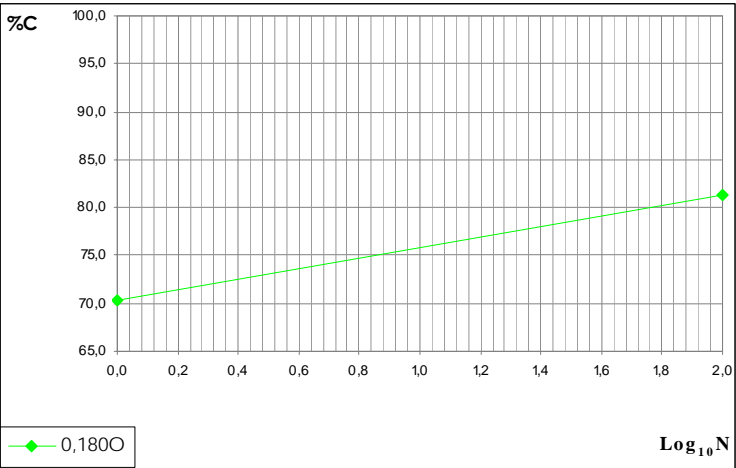
k	3.89
C ₁	82.4



k	5.13
C ₁	71.3



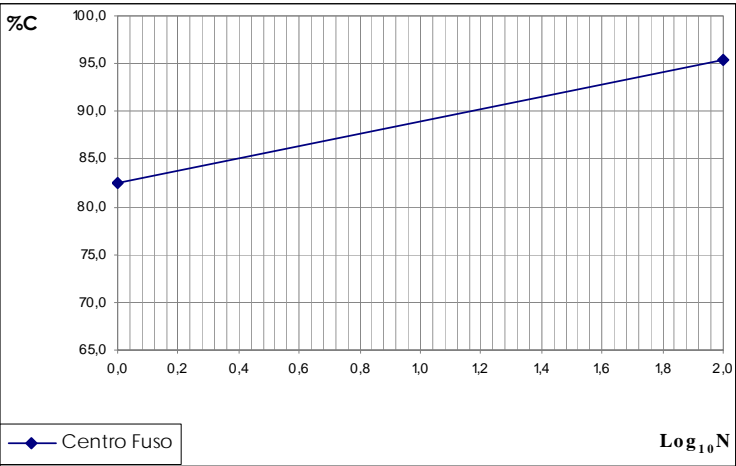
k	4.95
C ₁	73.5



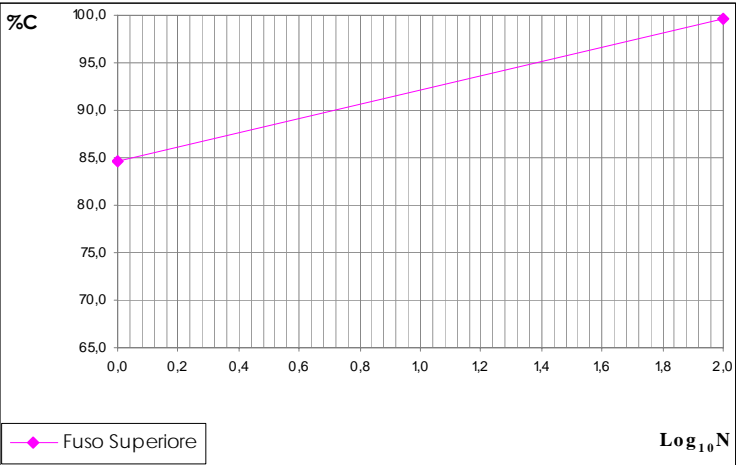
k	5.46
C ₁	70.3

SEZIONE 1: COMPATTAZIONE

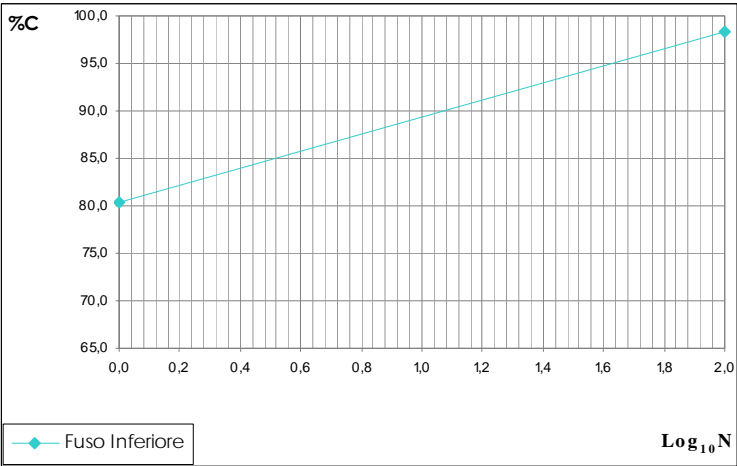
SEZIONE 1-6: Compattazione in condizioni di equiviscosità di “grandi discontinuità con legante”



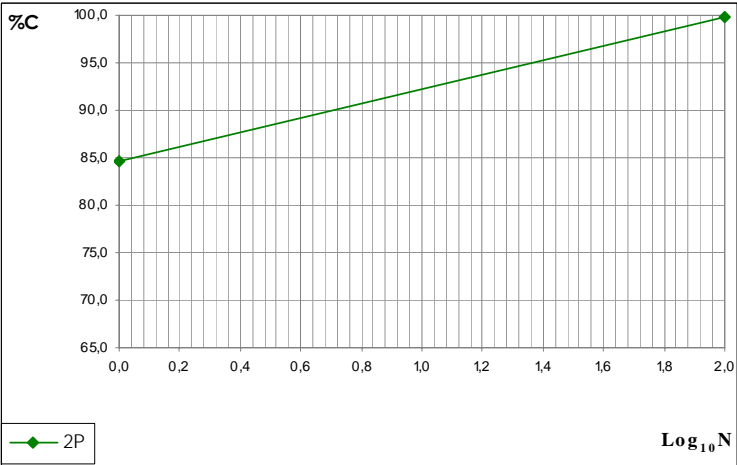
k	6.47
C ₁	82.5



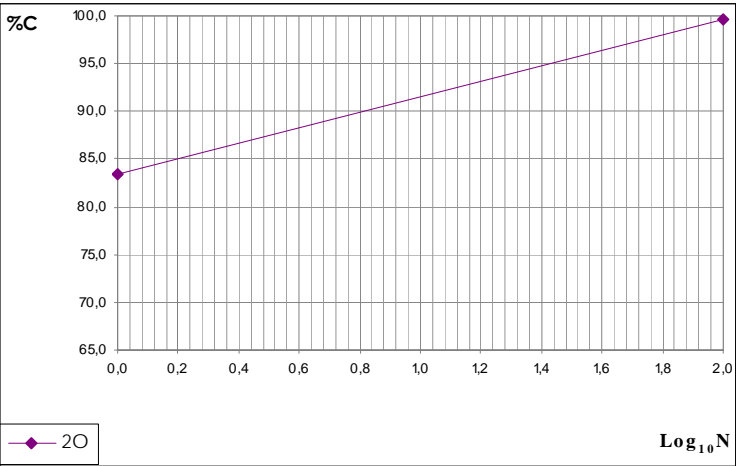
k	7.82
C ₁	84.6



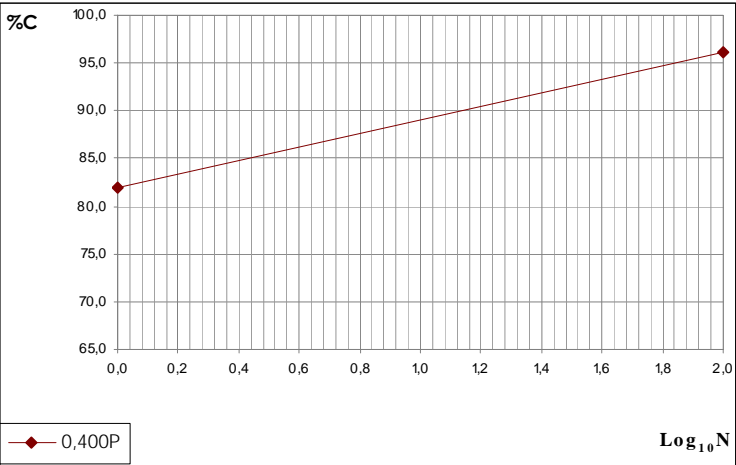
k	8.98
C ₁	80.4



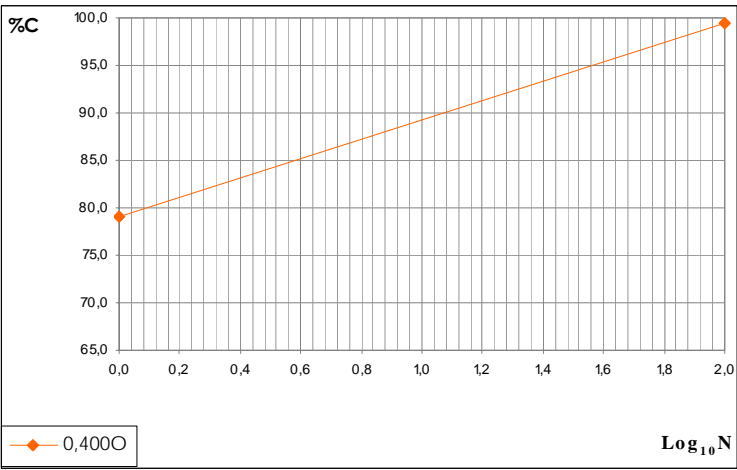
k	7.70
C ₁	84.7



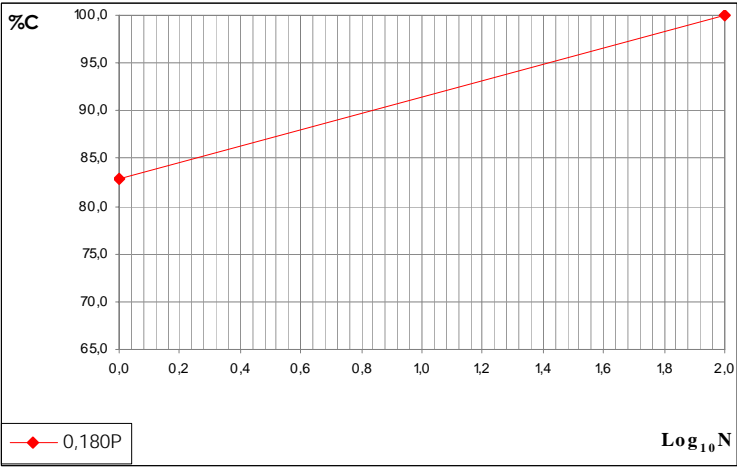
k	8.13
C ₁	83.4



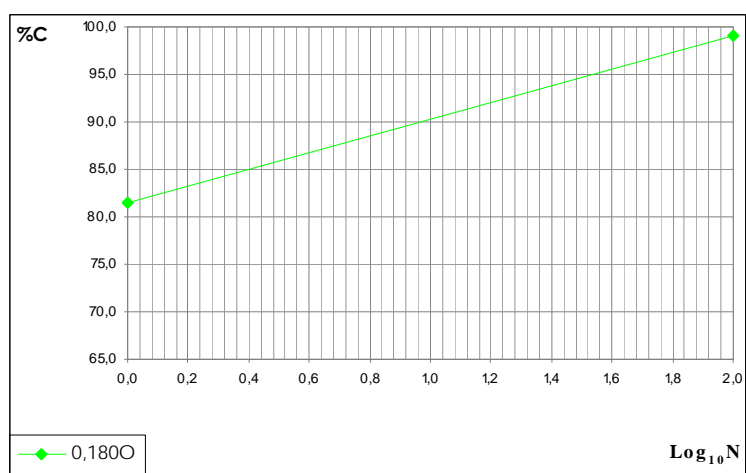
k	7.16
C ₁	81.9



k	10.23
C ₁	79.0



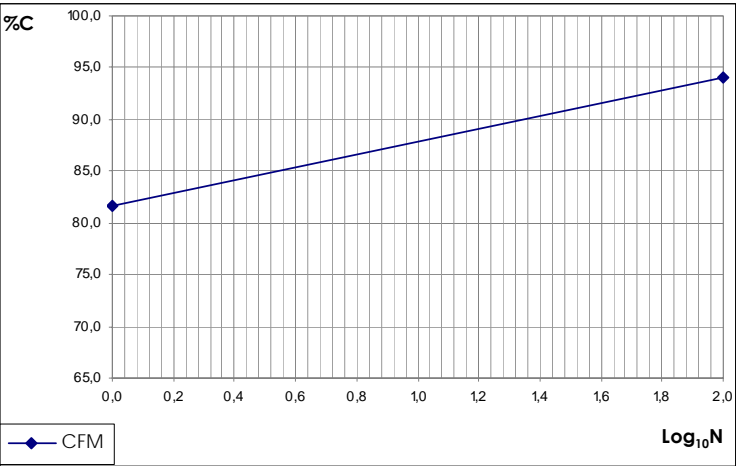
k	8.59
C ₁	82.8



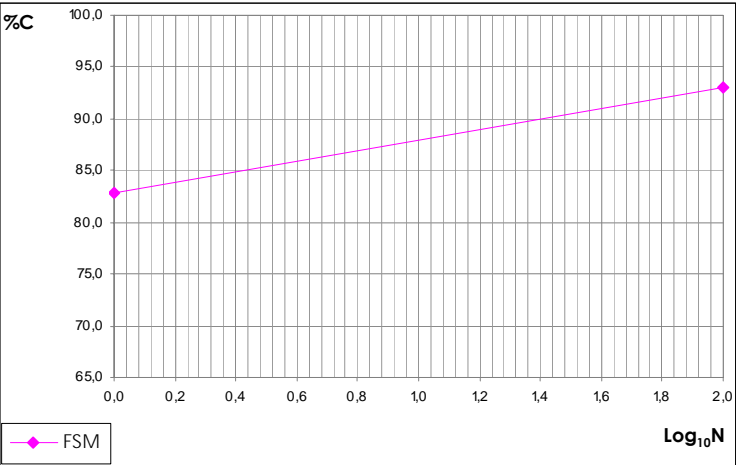
k	8.81
C ₁	81.5

SEZIONE 1: COMPATTAZIONE

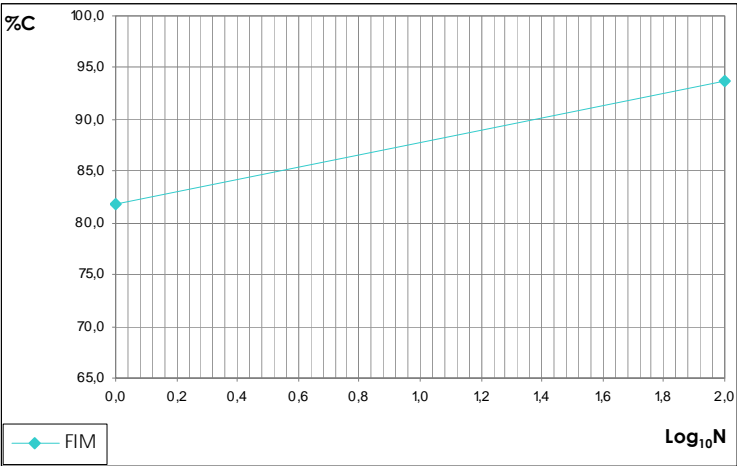
SEZIONE 1-7: Compattazione in condizioni di equiviscosità di “matte”



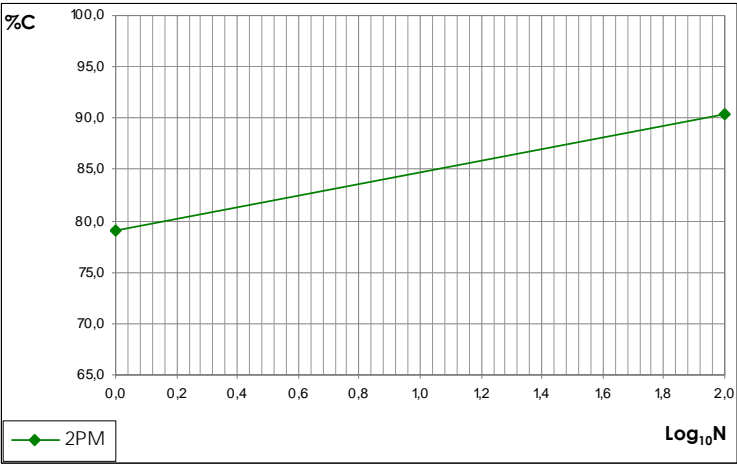
k	6.19
C ₁	81.6



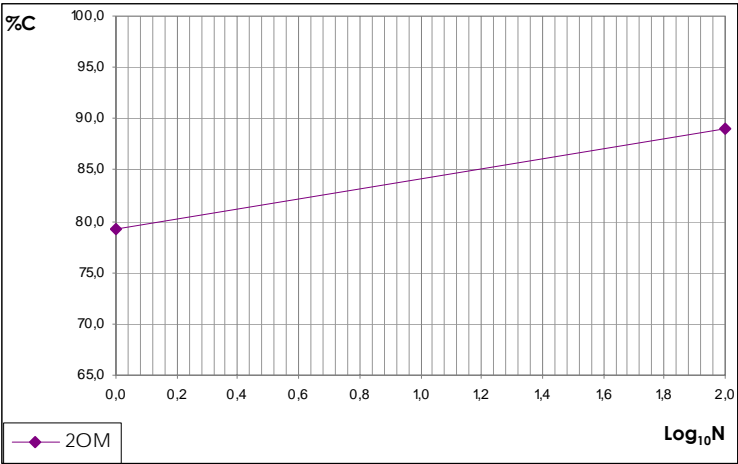
k	5.05
C ₁	82.9



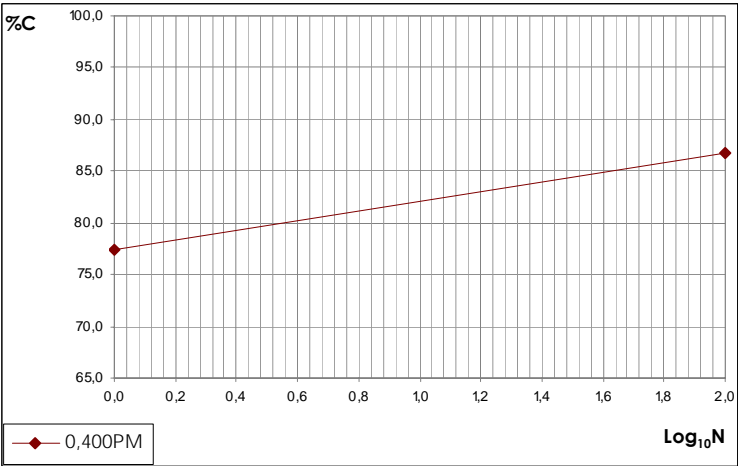
k	5.94
C ₁	81.9



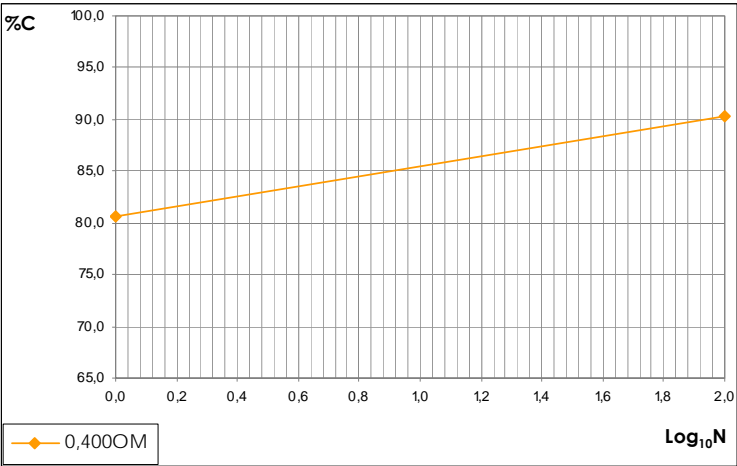
k	5.68
C ₁	79.0



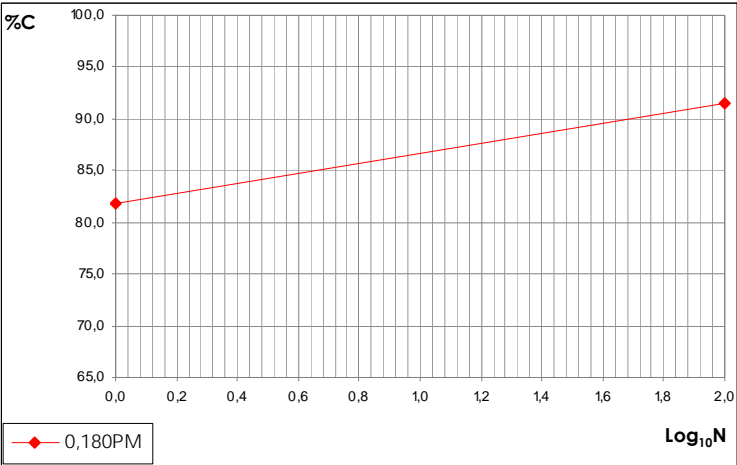
k	4.85
C ₁	79.3



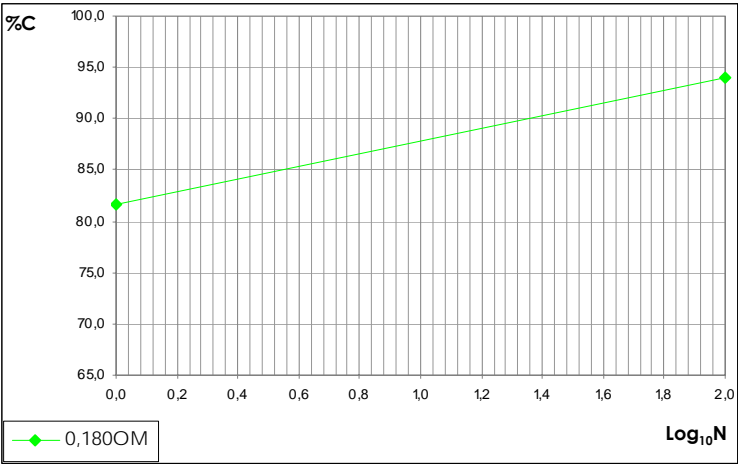
k	4.66
C ₁	77.4



k	4.82
C ₁	80.7



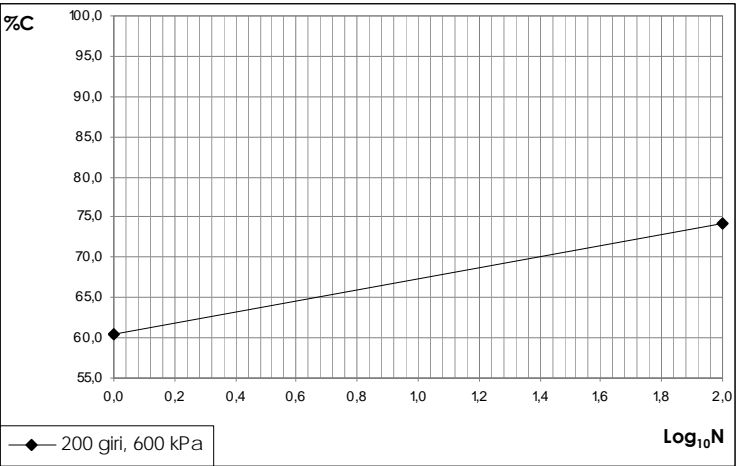
k	4.87
C ₁	81.8



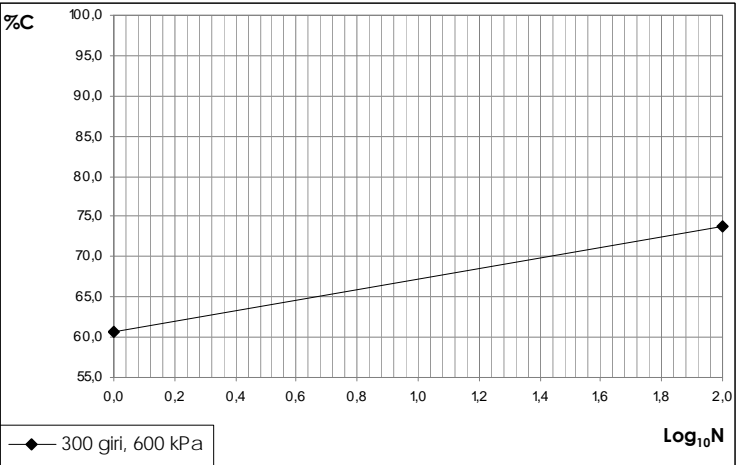
k	6.19
C ₁	81.6

SEZIONE 1: COMPATTAZIONE

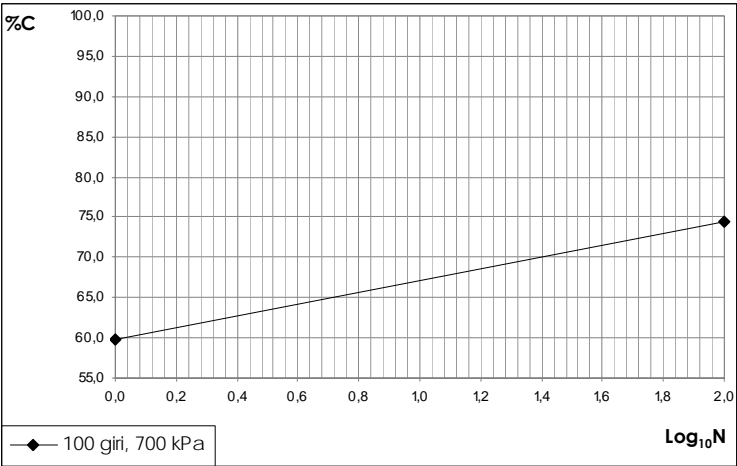
SEZIONE 1-8: Compattazione a temperatura ambiente di conglomerati bituminosi a freddo per ripristino



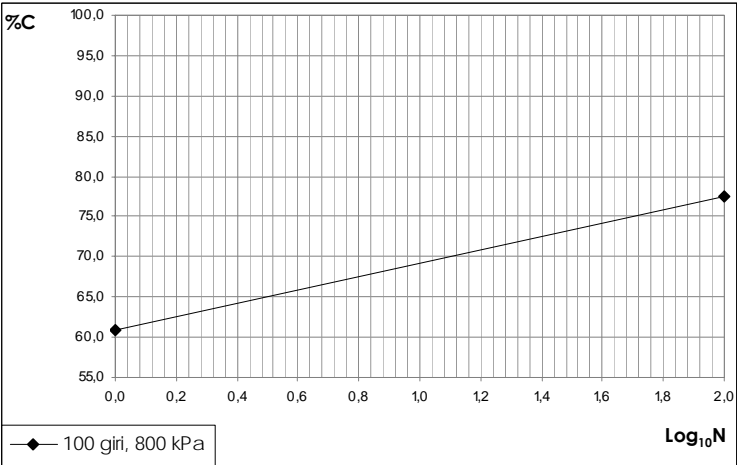
k	6.89
C ₁	60.4



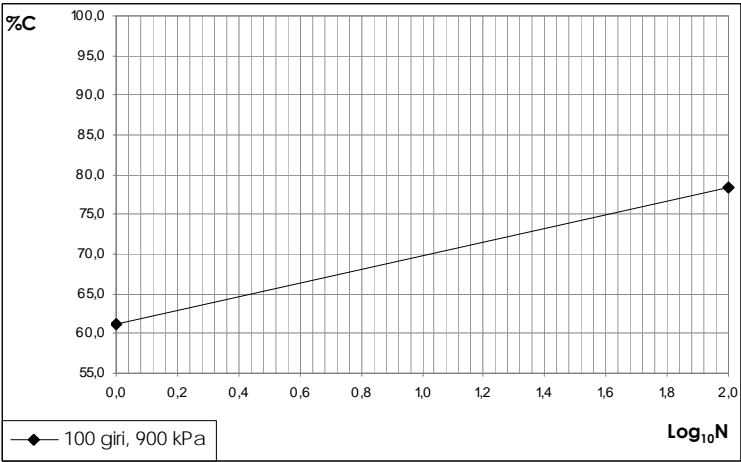
k	6.51
C ₁	60.7



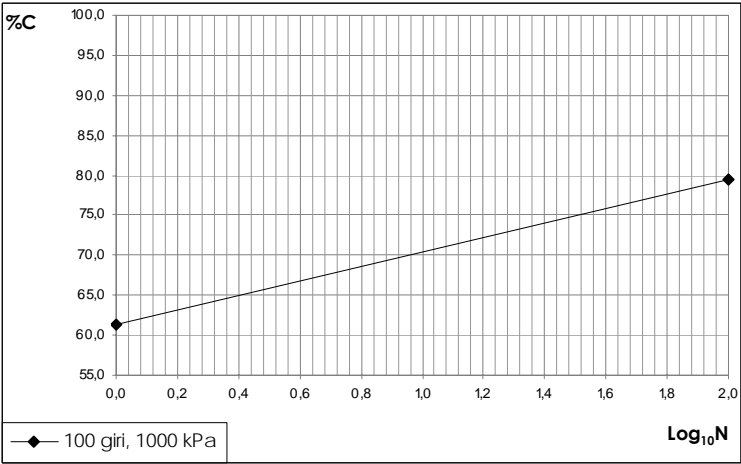
k	7.35
C ₁	59.8



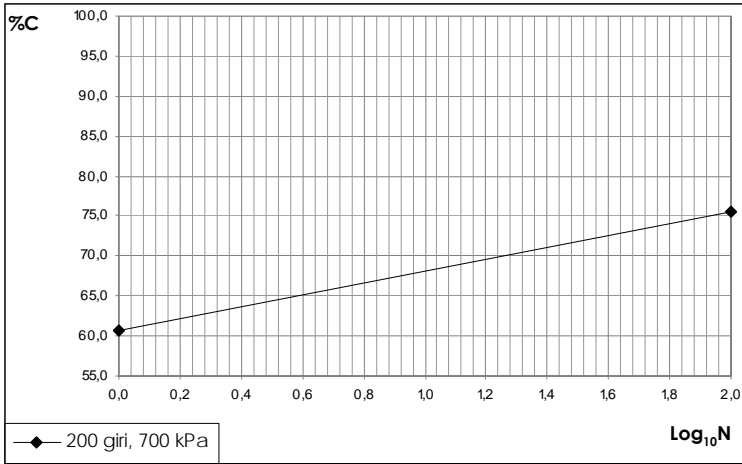
k	8.31
C ₁	60.9



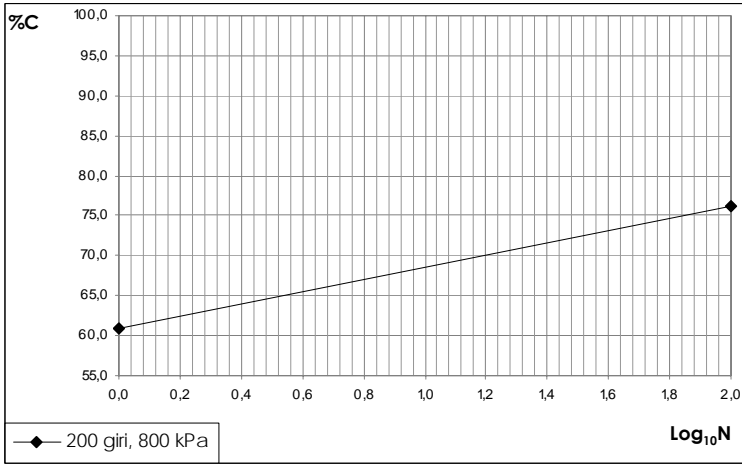
k	8.60
C ₁	61.1



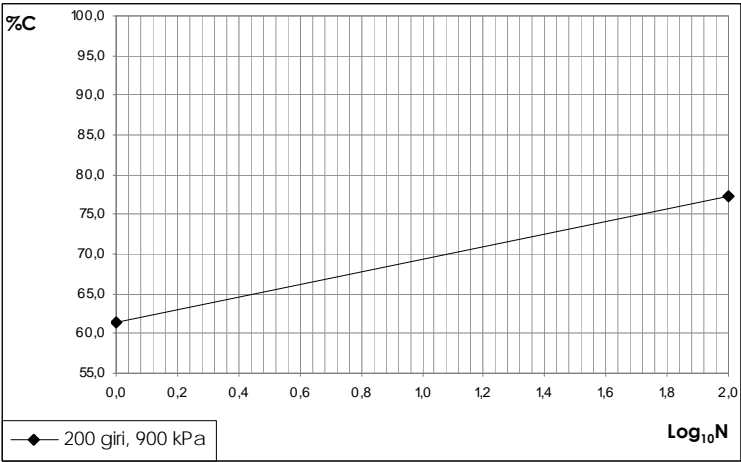
k	8.90
C ₁	61.4



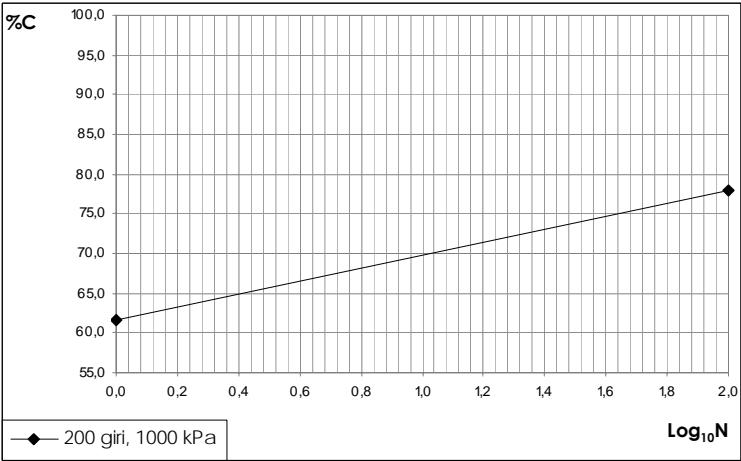
k	7.45
C ₁	60.7



k	7.64
C ₁	60.9



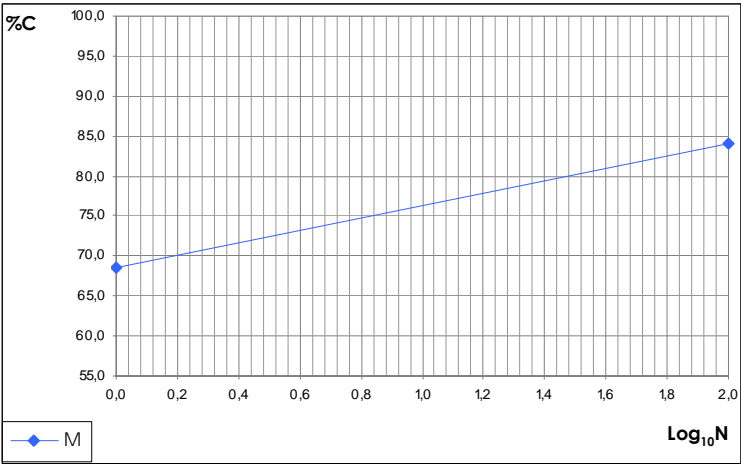
k	7.90
C ₁	61.5



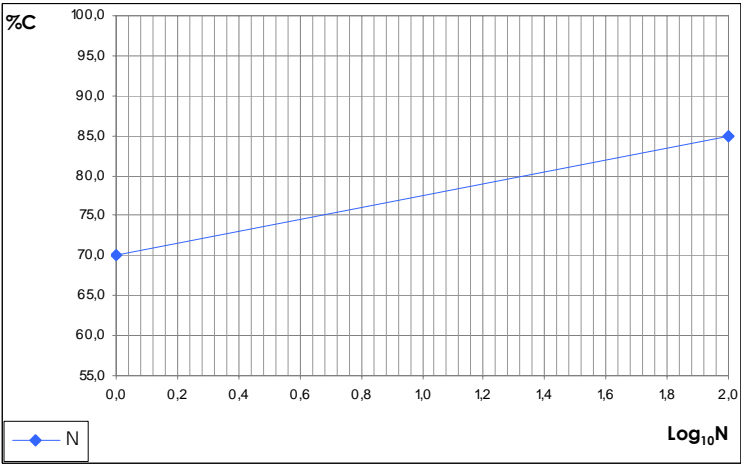
k	8.16
C ₁	61.7

SEZIONE 1: COMPATTAZIONE

SEZIONE 1-9: Compattazione a temperatura ambiente di conglomerati bituminosi riciclati a freddo



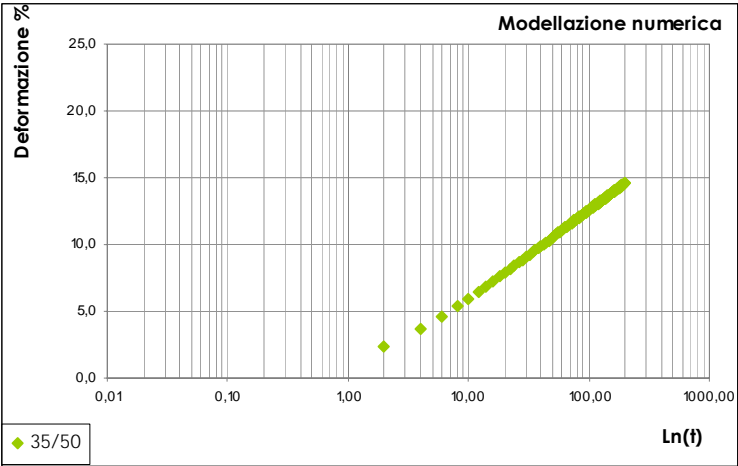
k	7.74
C ₁	68.6



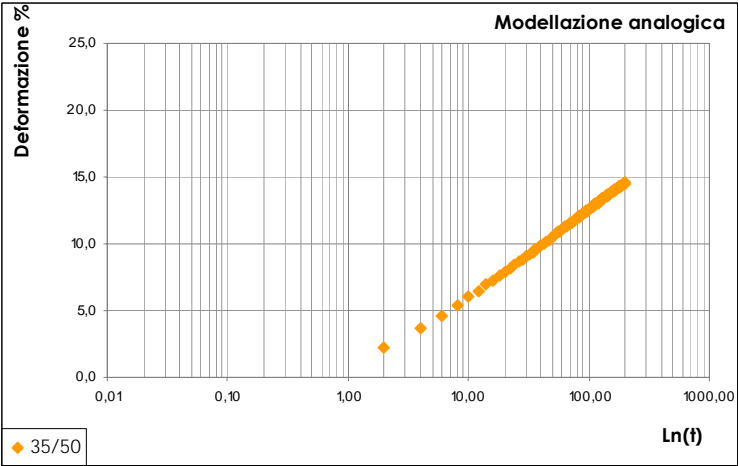
k	7.50
C ₁	70.0

SEZIONE 2: MODELLAZIONE ANALOGICA

SEZIONE 2-1: Modellazione Centro Fuso Binder CIRS 120°C

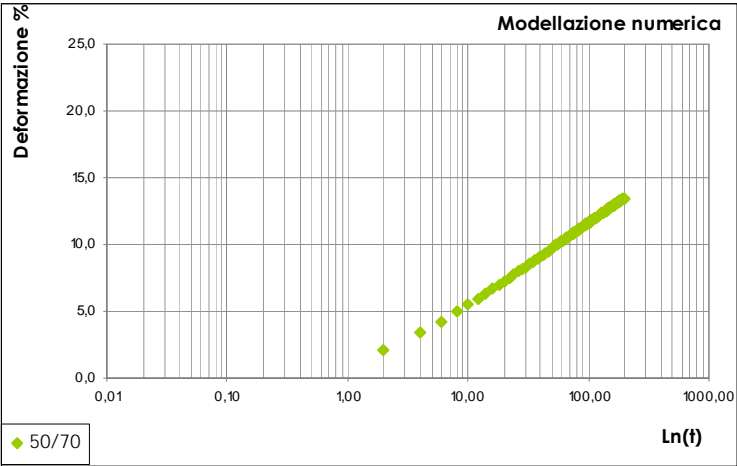


C	2.83
d ₁	0.49

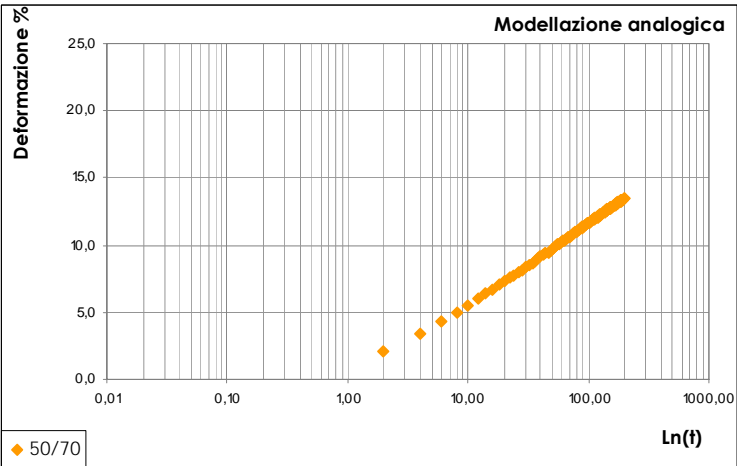


C	2.84
d	0.49

k ₁	831
η ₁	9101
k ₂	38693
η ₂	570

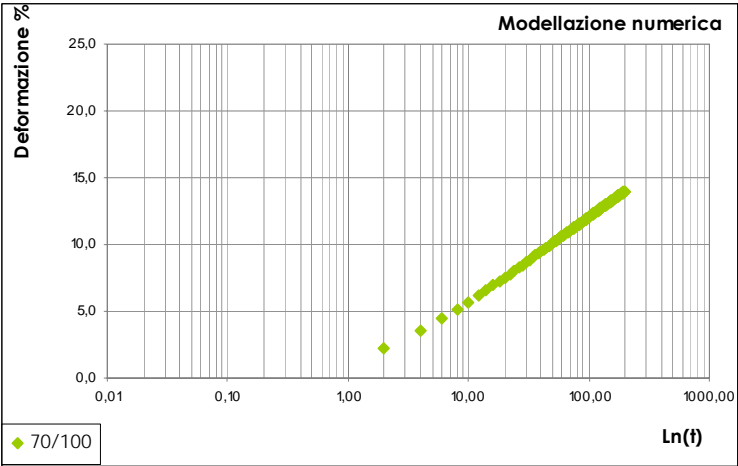


C	2.63
d ₁	0.49

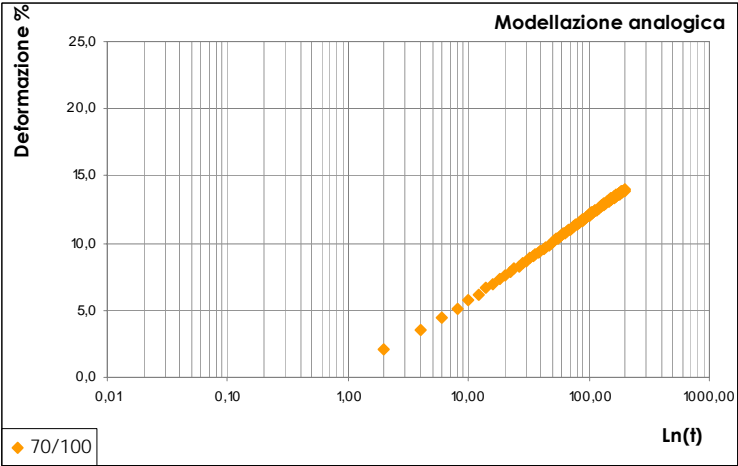


C	2.64
d	0.51

k ₁	908
η ₁	9884
k ₂	41906
η ₂	615

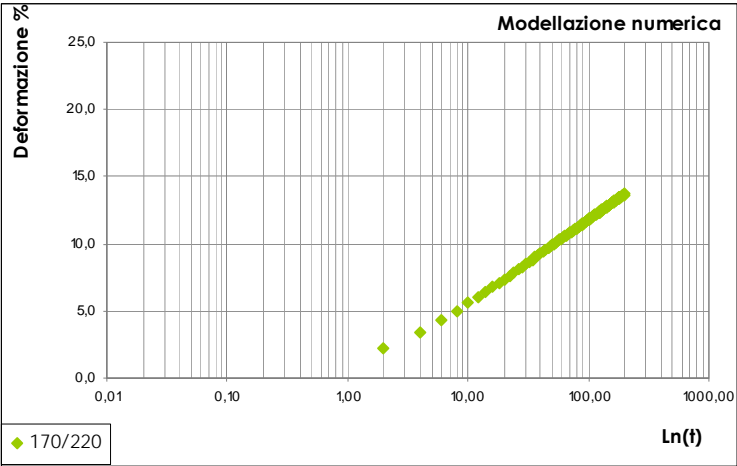


C	2.73
d ₁	0.49

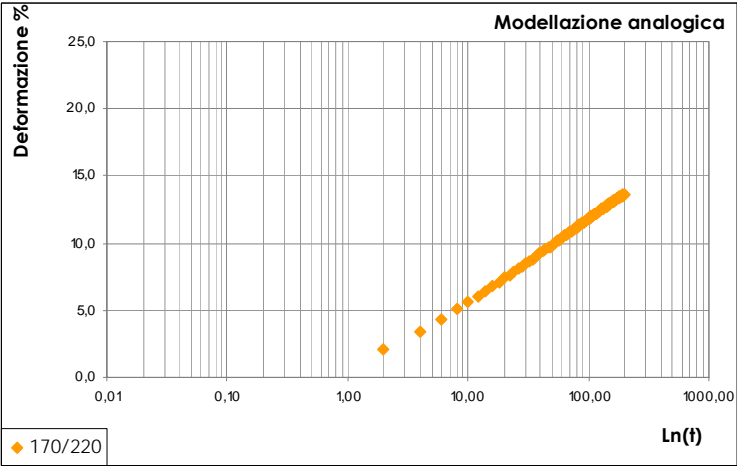


C	2.73
d	0.51

k ₁	862
η ₁	9550
k ₂	40876
η ₂	592



C	2.67
d ₁	0.49

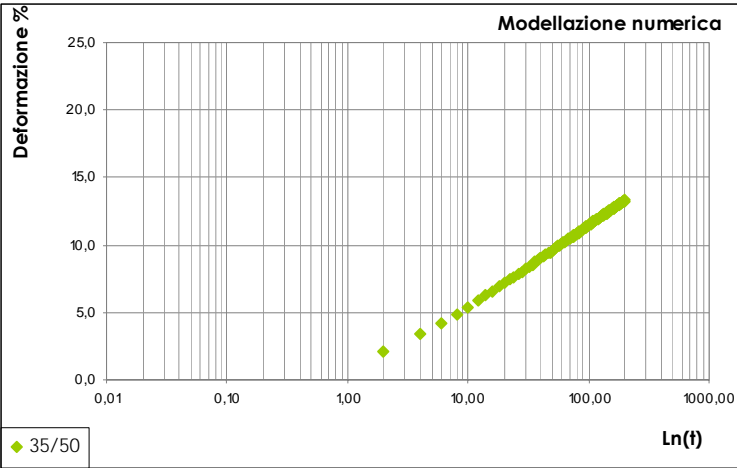


C	2.67
d	0.51

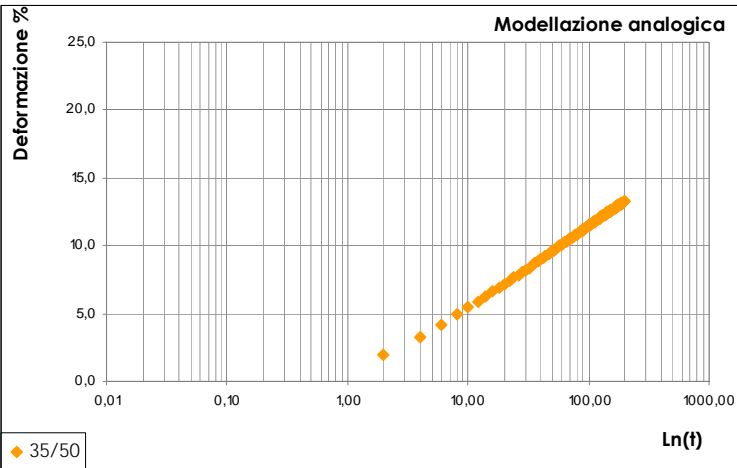
k ₁	897
η ₁	9731
k ₂	41105
η ₂	607

SEZIONE 2: MODELLAZIONE ANALOGICA

SEZIONE 2-2: Modellazione Centro Fuso Binder CIRS in condizioni di equivocosità

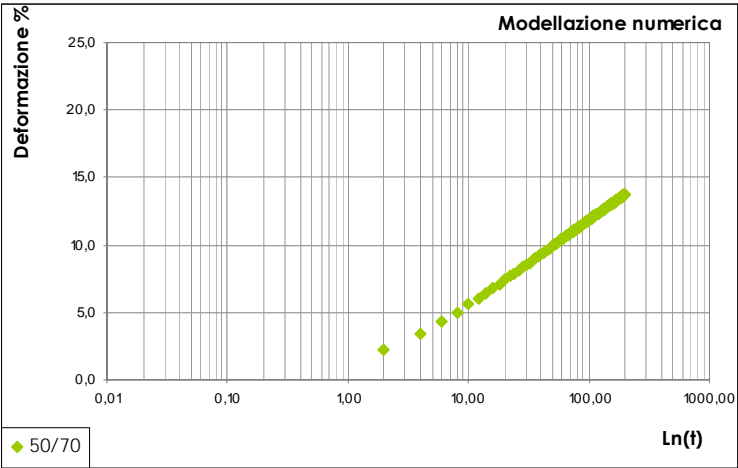


C	2.59
d ₁	0.49

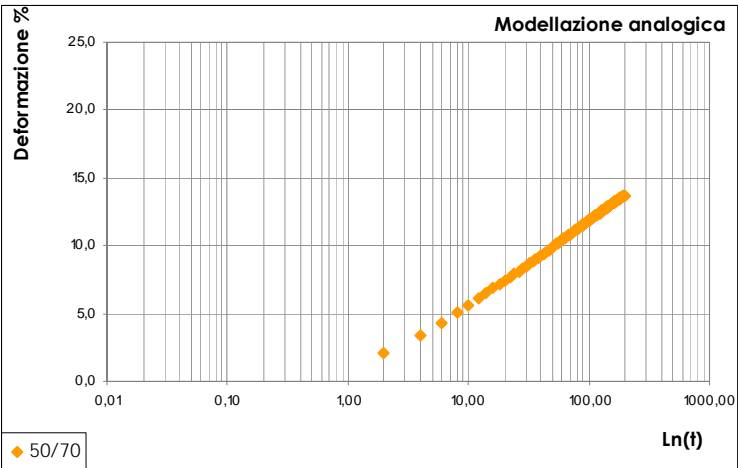


C	2.60
d	0.51

k ₁	934
η ₁	10020
k ₂	41925
η ₂	626

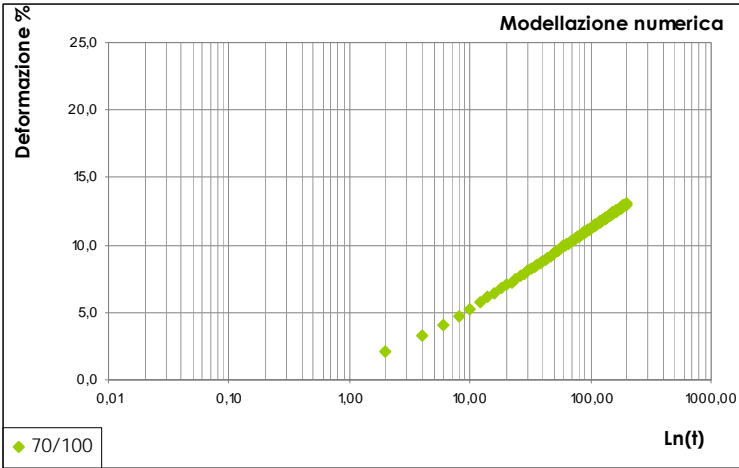


C	2.68
d ₁	0.49

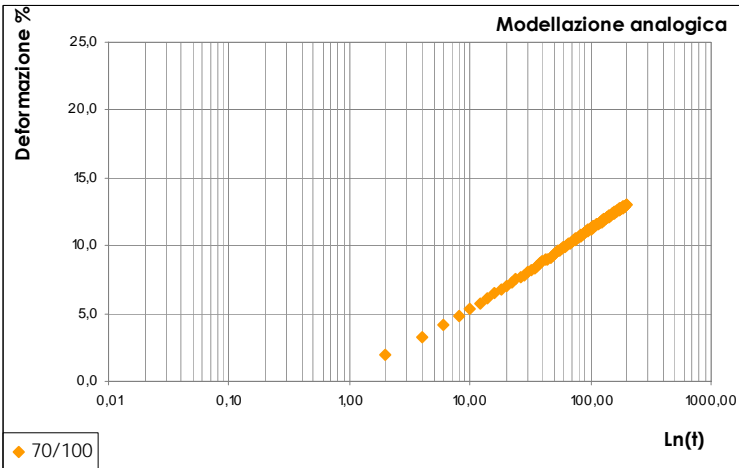


C	2.68
d	0.51

k ₁	873
η ₁	9735
k ₂	41913
η ₂	601

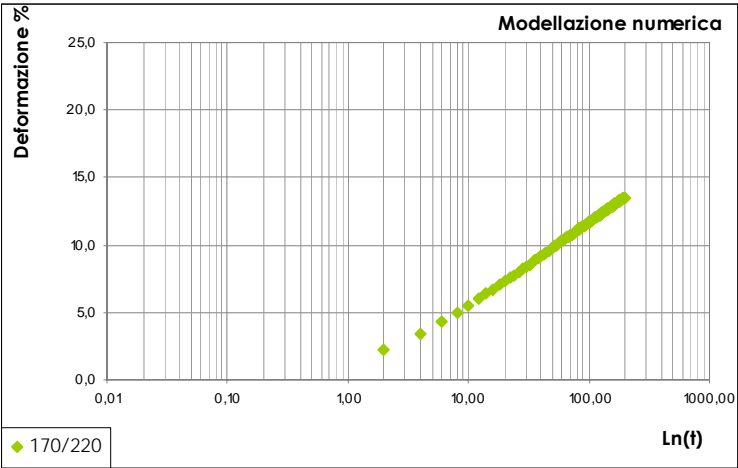


C	2.55
d ₁	0.49

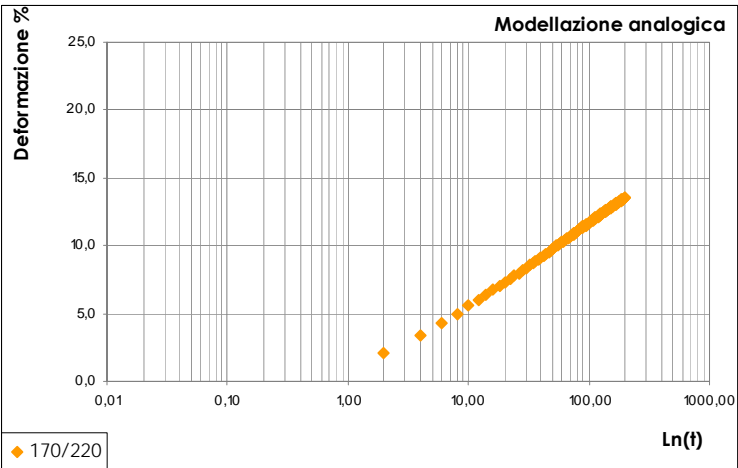


C	2.55
d	0.50

k ₁	956
η ₁	10223
k ₂	42757
η ₂	639



C	2.64
d ₁	0.49

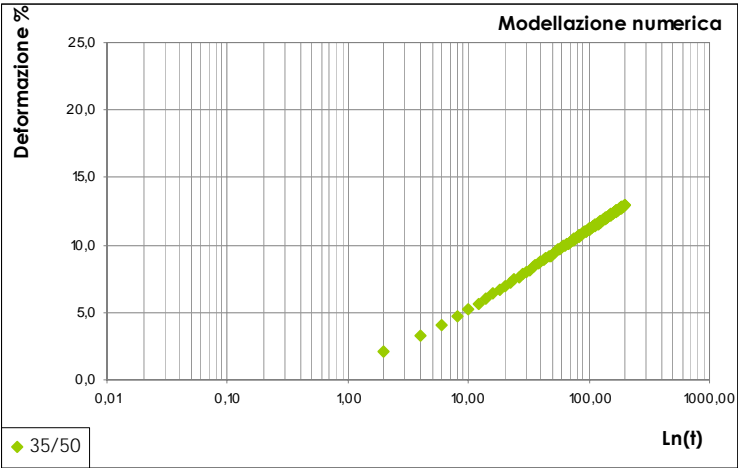


C	2.65
d	0.51

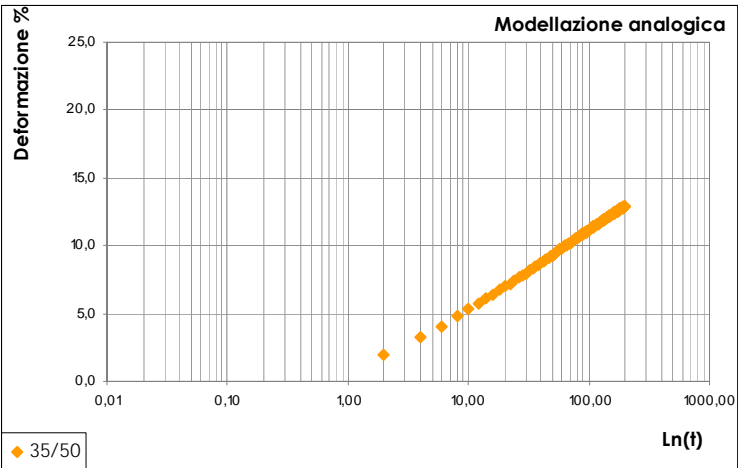
k ₁	901
η ₁	9854
k ₂	41911
η ₂	612

SEZIONE 2: MODELLAZIONE ANALOGICA

SEZIONE 2-3: Modellazione Centro Fuso Binder CIRS 170°C

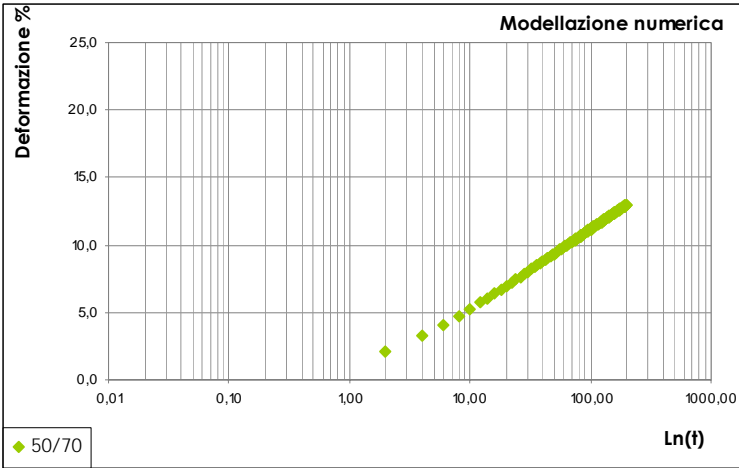


C	2.53
d ₁	0.49

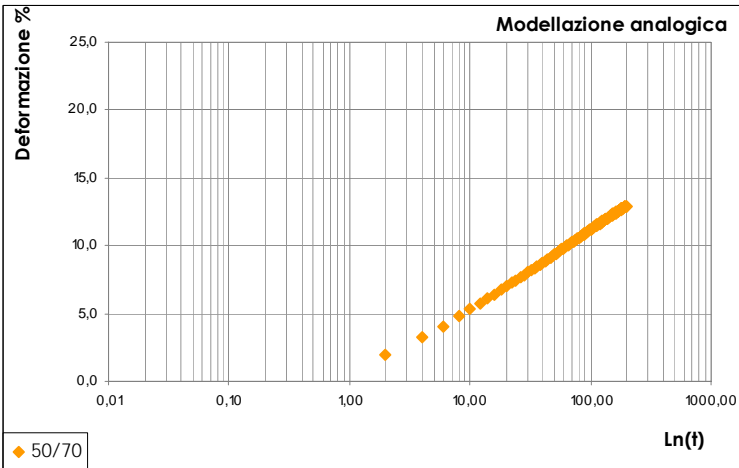


C	2.53
d	0.50

k ₁	967
η ₁	10300
k ₂	42954
η ₂	644

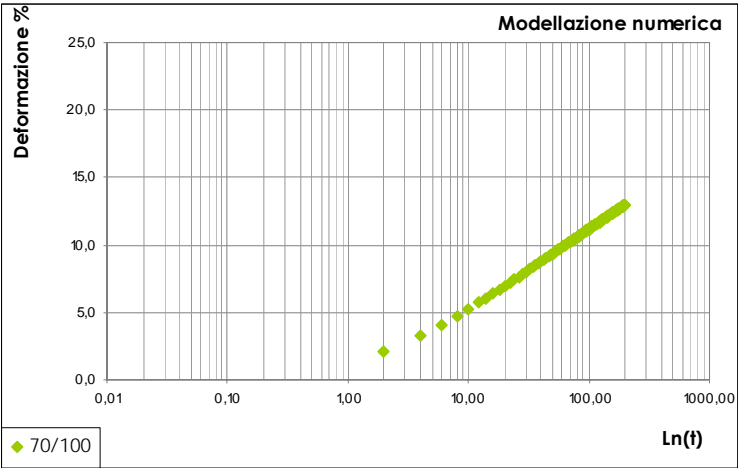


C	2.53
d ₁	0.49

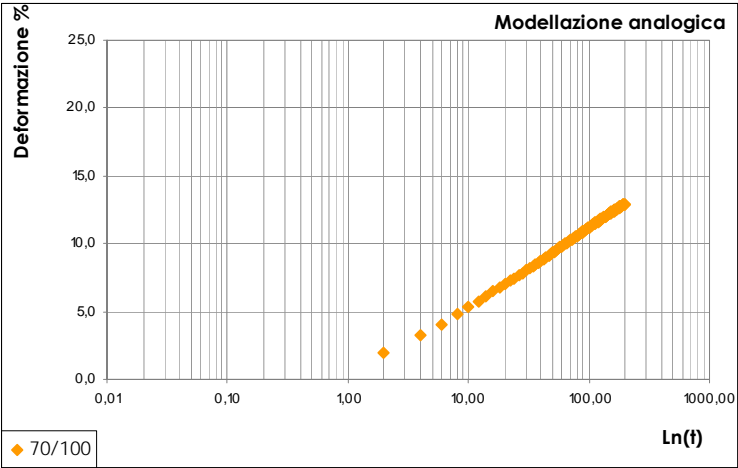


C	2.54
d	0.50

k ₁	967
η ₁	10271
k ₂	42761
η ₂	643

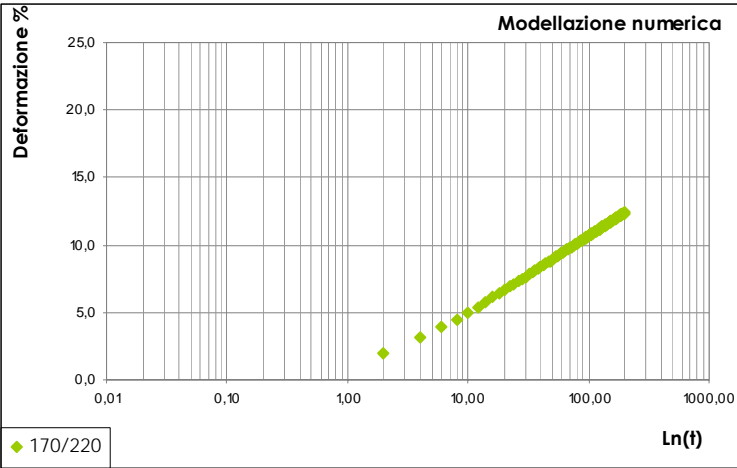


C	2.53
d ₁	0.49

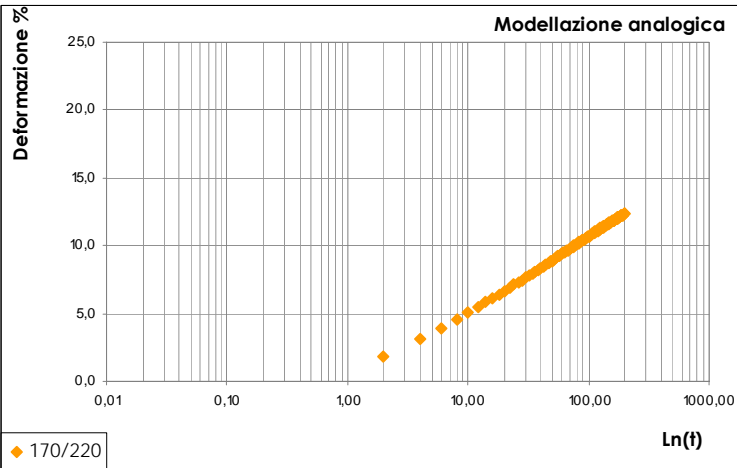


C	2.54
d	0.50

k ₁	960
η ₁	10291
k ₂	43003
η ₂	642



C	2.42
d ₁	0.49

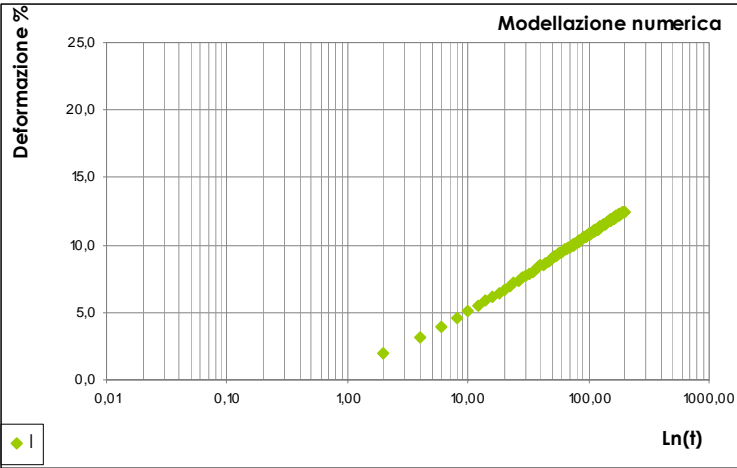


C	2.42
d	0.50

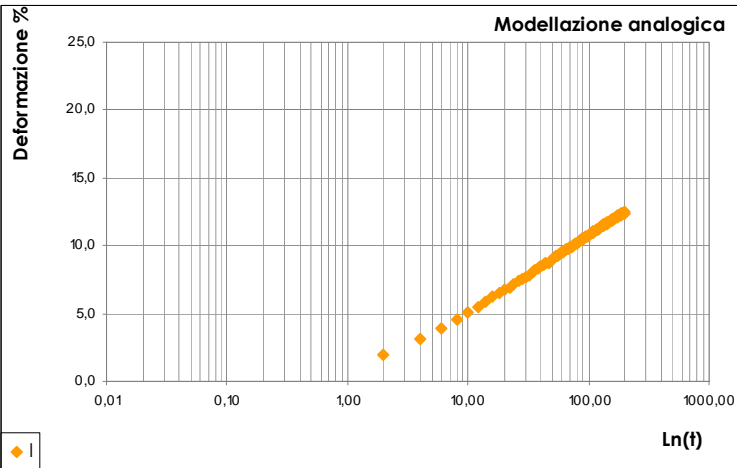
k ₁	1015
η ₁	10798
k ₂	45030
η ₂	672

SEZIONE 2: MODELLAZIONE ANALOGICA

SEZIONE 2-4: Modellazione di “piccole variazioni granulometriche” in condizioni di equiviscosità

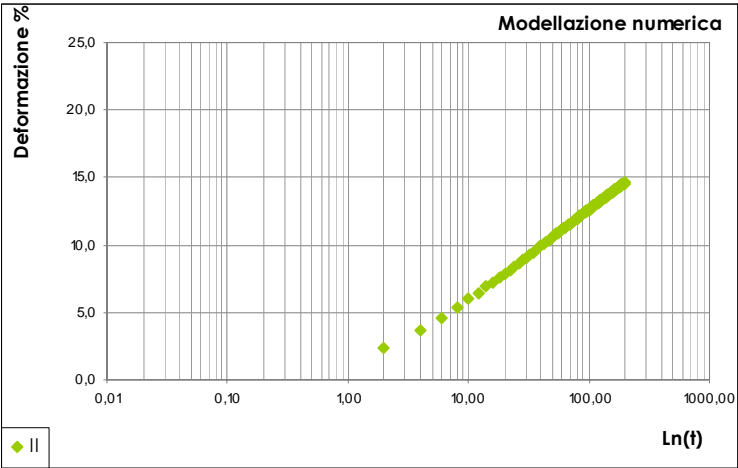


C	2.44
d ₁	0.49

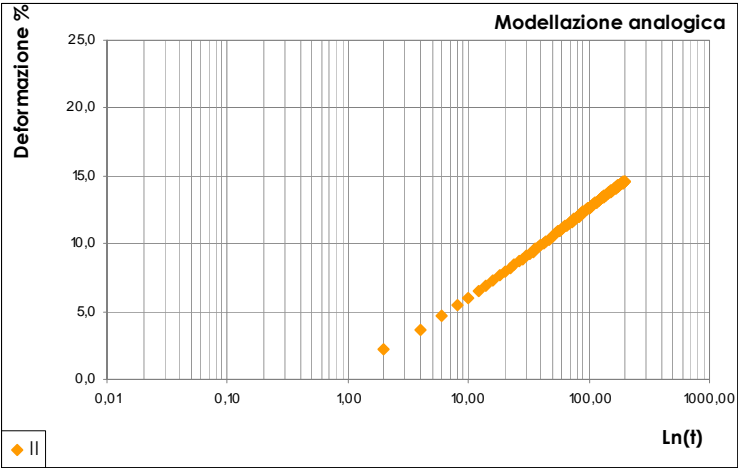


C	2.45
d	0.50

k ₁	1023
η ₁	10648
k ₂	43780
η ₂	669

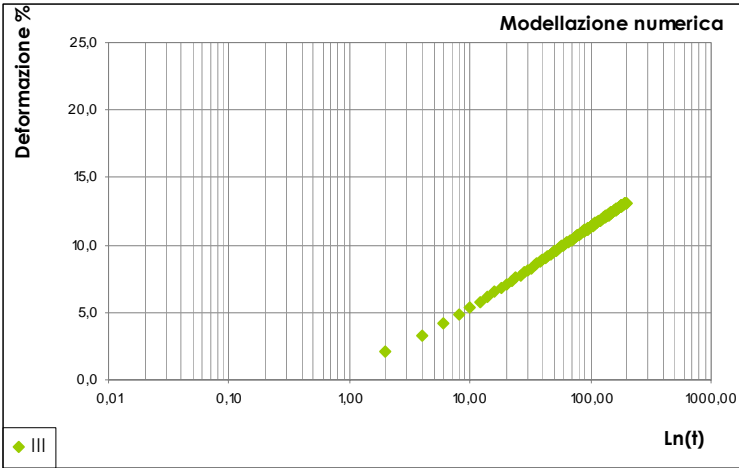


C	2.85
d ₁	0.49

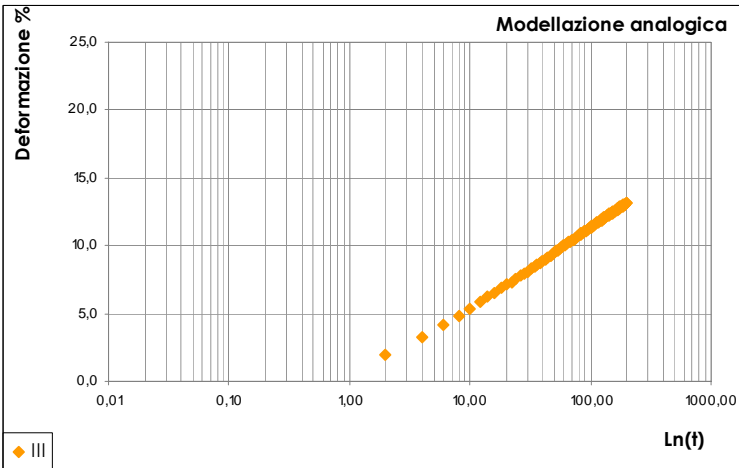


C	2.85
d	0.51

k ₁	822
η ₁	9088
k ₂	38901
η ₂	567

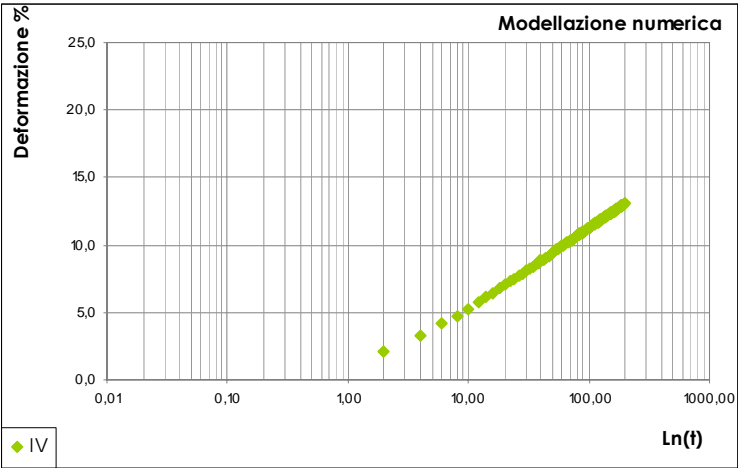


C	2.57
d ₁	0.49

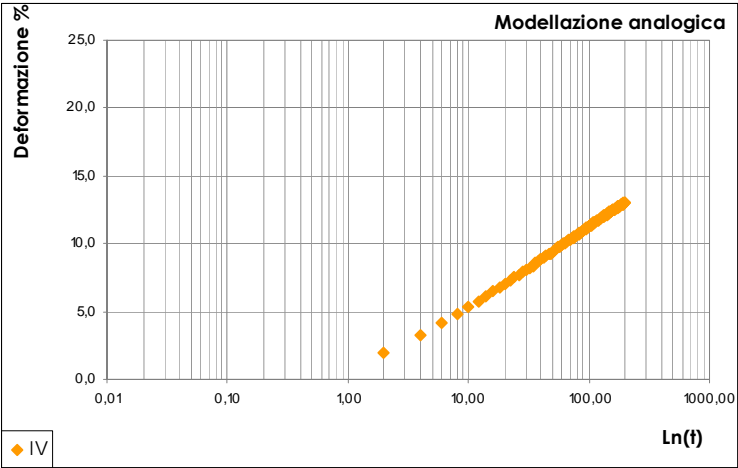


C	2.57
d	0.50

k ₁	946
η ₁	10118
k ₂	42313
η ₂	632

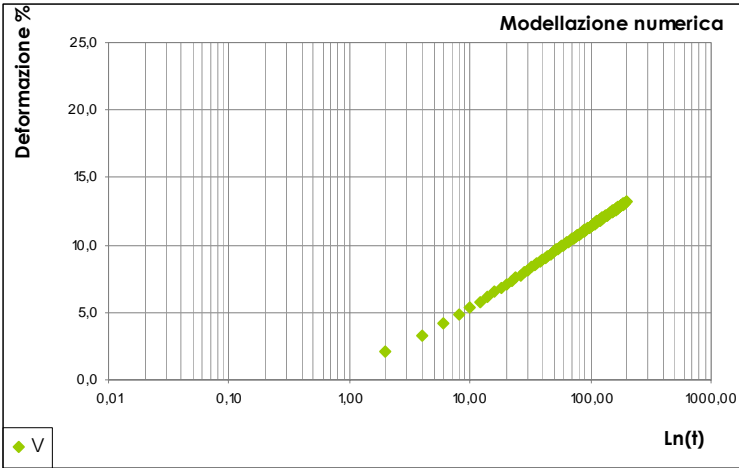


C	2.55
d ₁	0.49

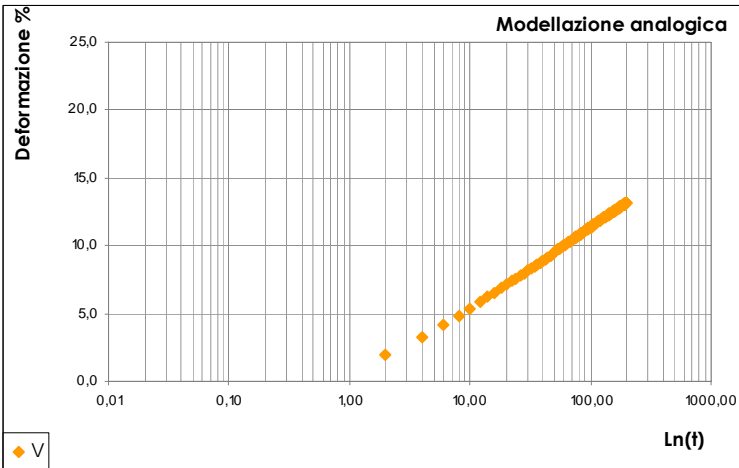


C	2.55
d	0.50

k ₁	974
η ₁	10158
k ₂	42917
η ₂	631

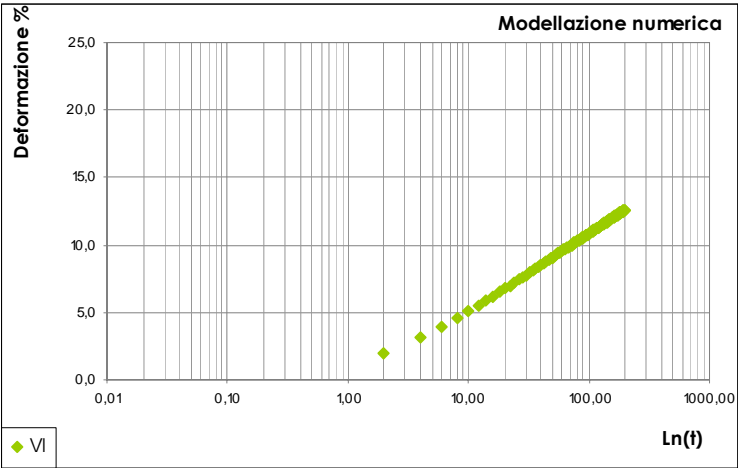


C	2.58
d ₁	0.49

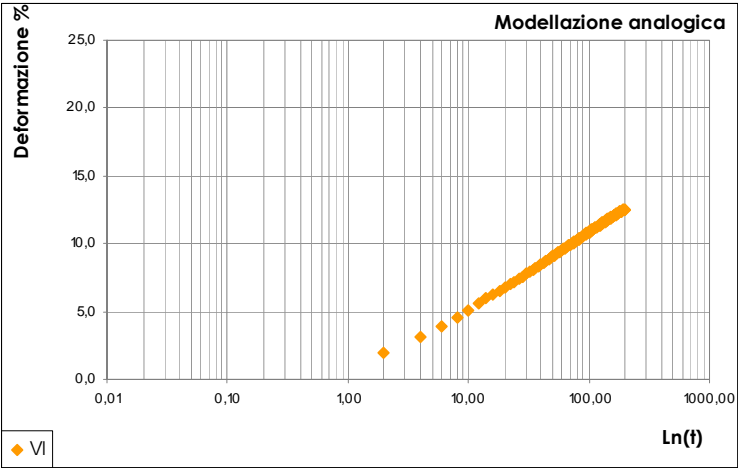


C	2.58
d	0.50

k ₁	935
η ₁	10158
k ₂	42917
η ₂	631

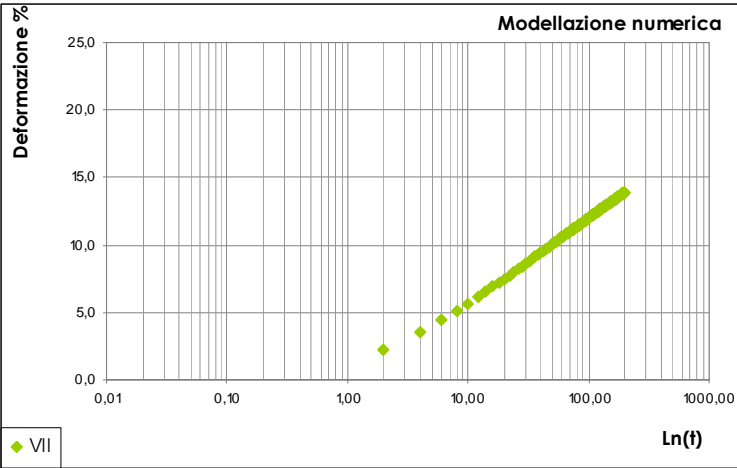


C	2.46
d ₁	0.49

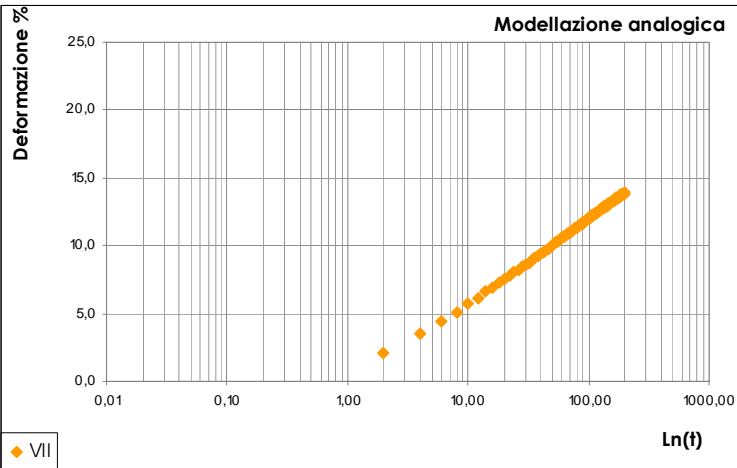


C	2.46
d	0.50

k ₁	991
η ₁	10614
k ₂	44428
η ₂	661



C	2.71
d ₁	0.49

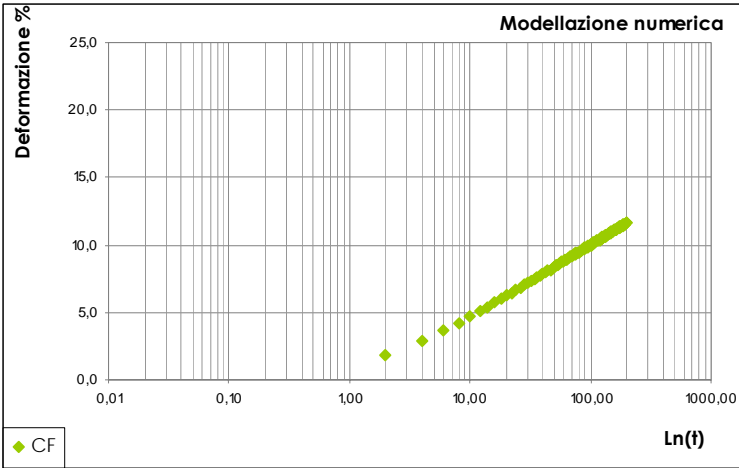


C	2.72
d	0.51

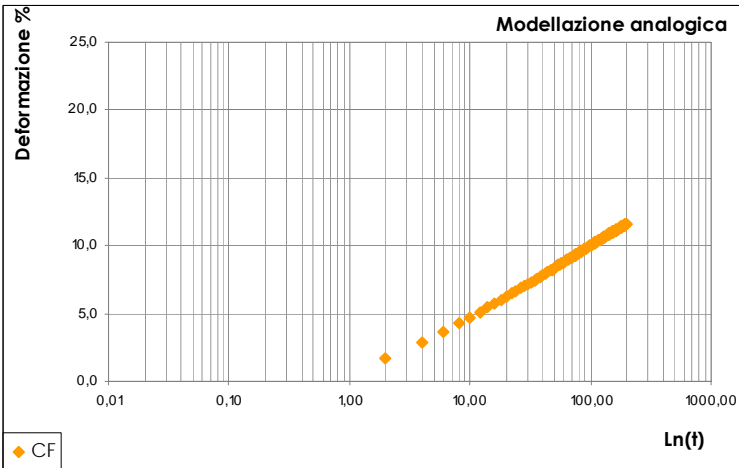
k ₁	879
η ₁	9564
k ₂	40546
η ₂	597

SEZIONE 2: MODELLAZIONE ANALOGICA

SEZIONE 2-5: Modellazione di “grandi discontinuità senza legante” a temperatura ambiente

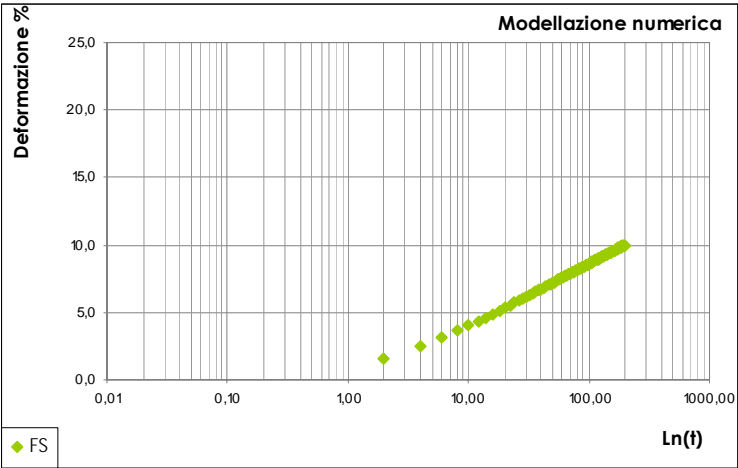


C	2.28
d ₁	0.48

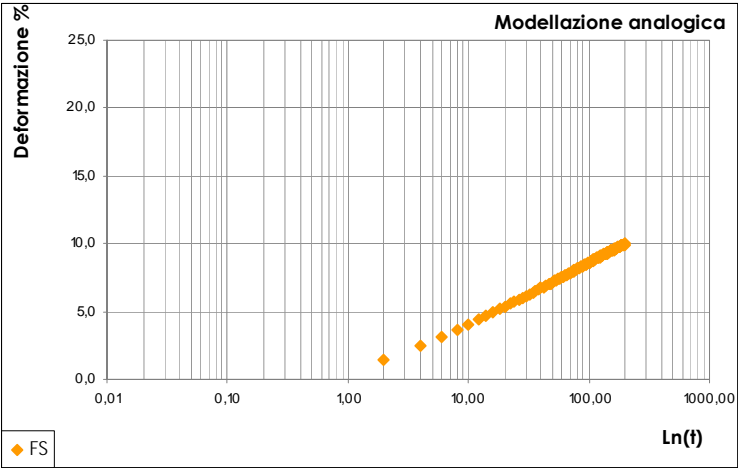


C	2.28
d	0.49

k ₁	1076
η ₁	11565
k ₂	48524
η ₂	714

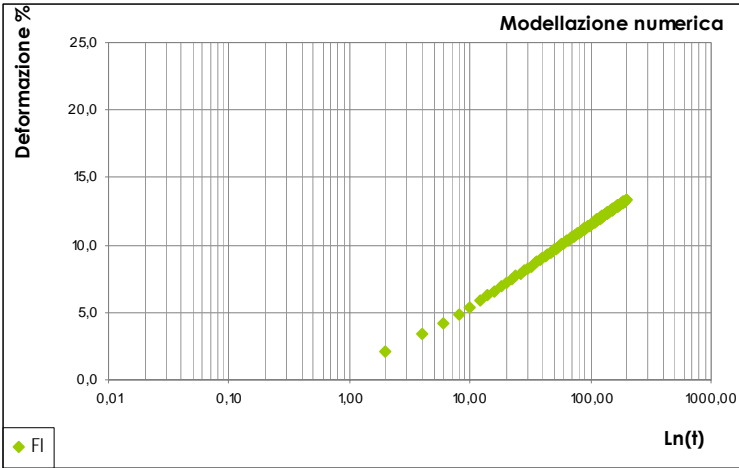


C	1.97
d ₁	0.45

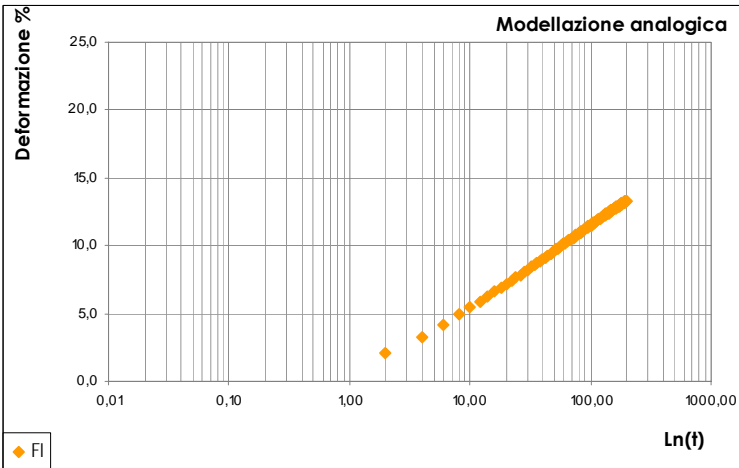


C	1.97
d	0.46

k ₁	1255
η ₁	13597
k ₂	57385
η ₂	827

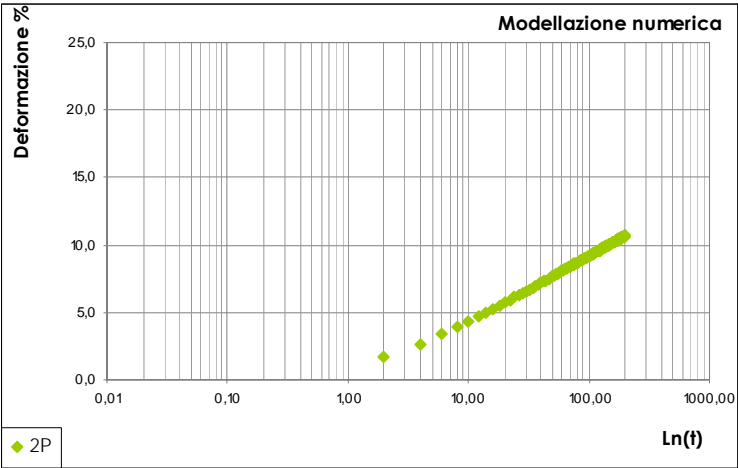


C	2.60
d ₁	0.49

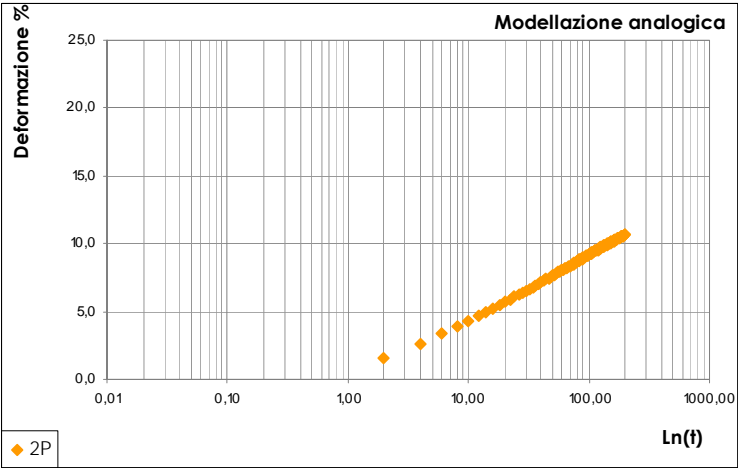


C	2.61
d	0.51

k ₁	928
η ₁	9982
k ₂	41901
η ₂	624

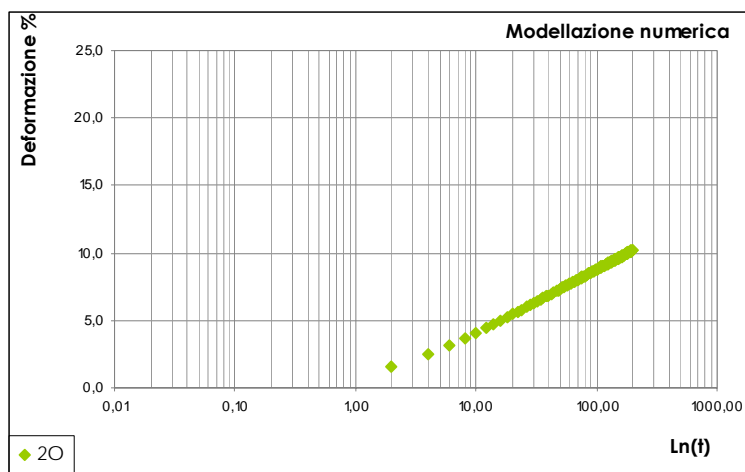


C	2.09
d ₁	0.46

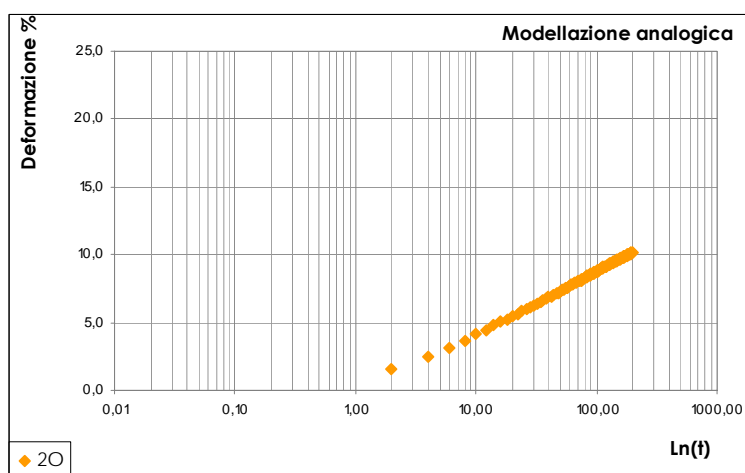


C	2.10
d	0.47

k ₁	1184
η ₁	12650
k ₂	52906
η ₂	777

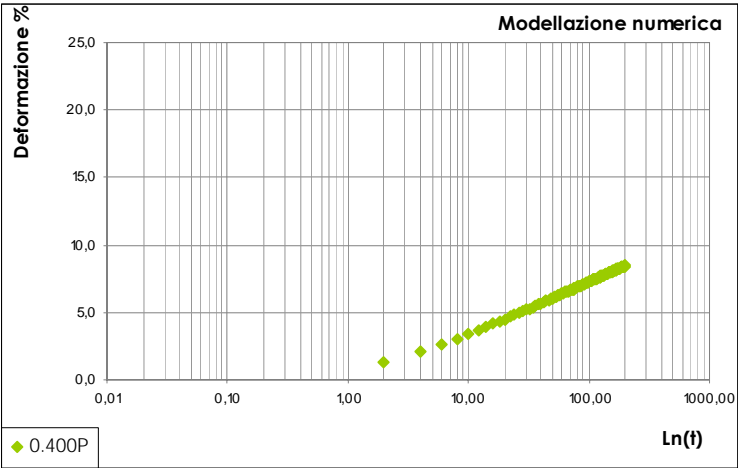


C	2.00
d₁	0.45

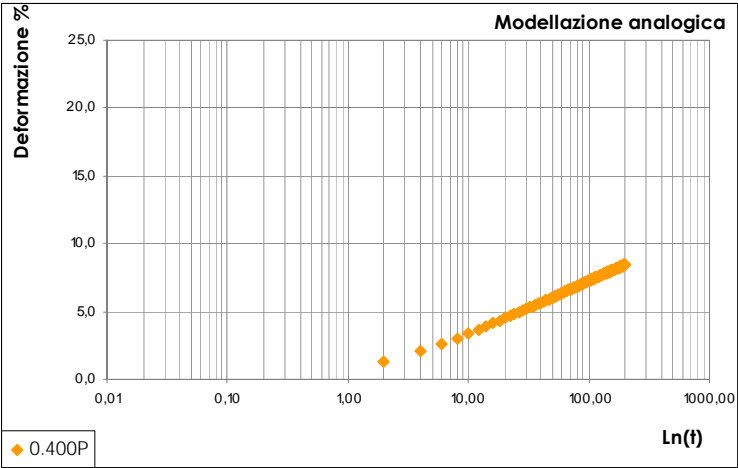


c	2.00
d	0.46

k_1	1252
η_1	13259
k_2	55134
η_2	814

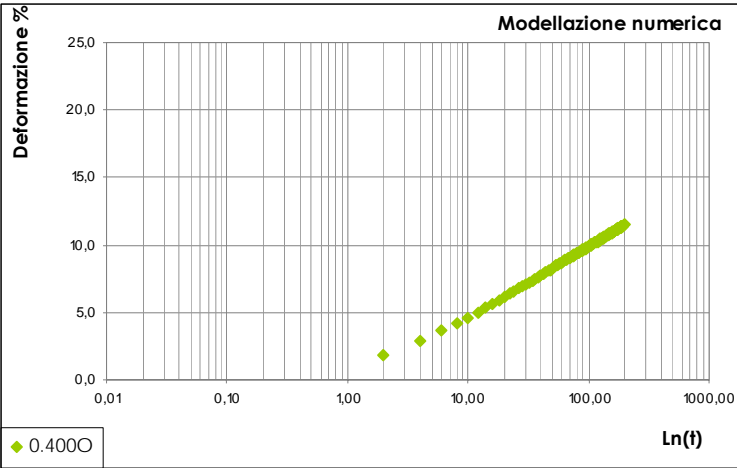


C	1.67
d ₁	0.41

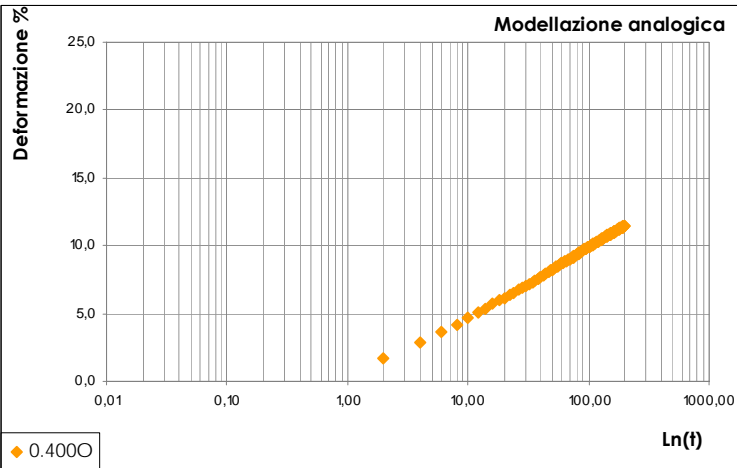


C	1.67
d	0.42

k ₁	1512
η ₁	16212
k ₂	67961
η ₂	979

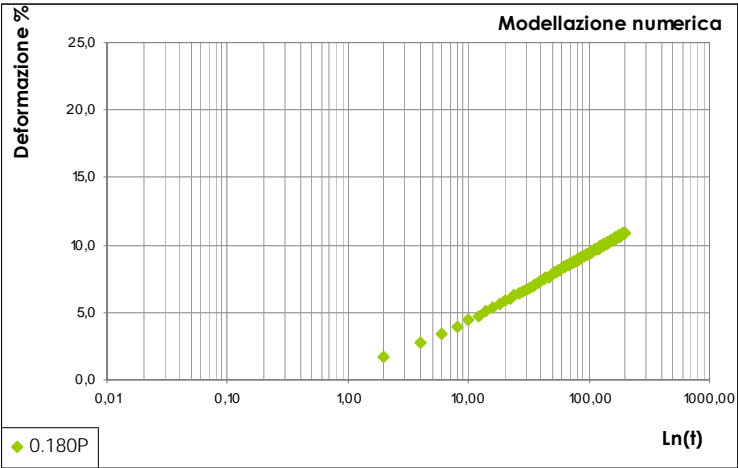


C	2.25
d ₁	0.48

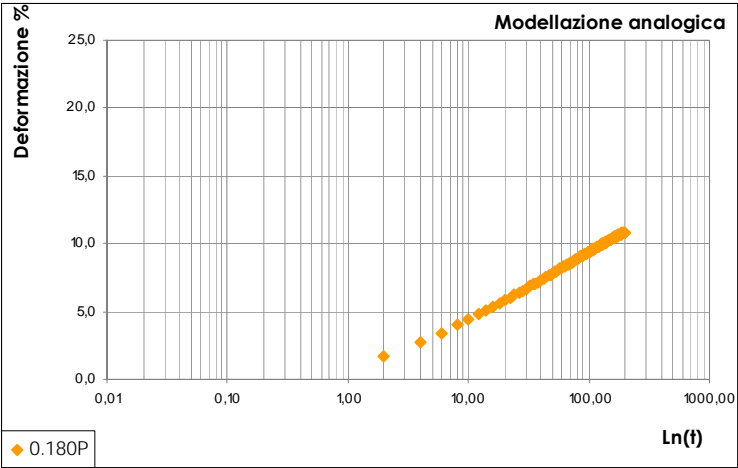


C	2.25
d	0.48

k ₁	1124
η ₁	11621
k ₂	47622
η ₂	727

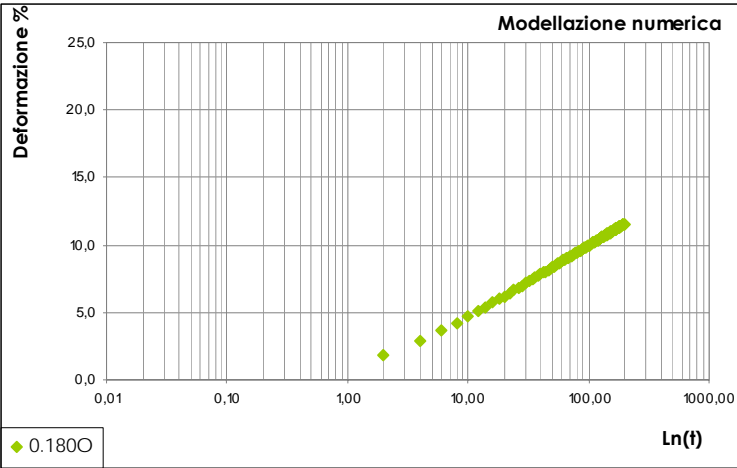


C	2.14
d ₁	0.47

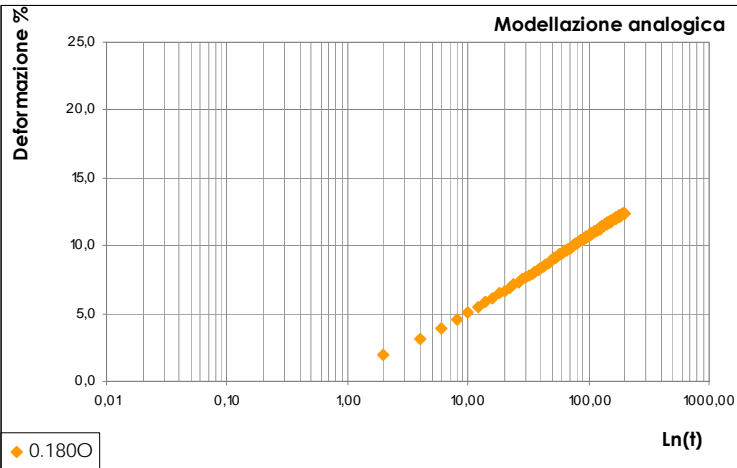


C	2.14
d	0.47

k ₁	1171
η ₁	12368
k ₂	51410
η ₂	764



C	2.26
d ₁	0.45

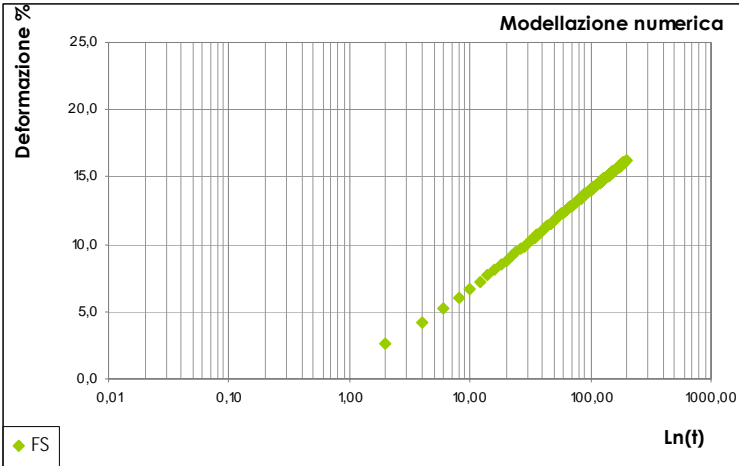


C	2.44
d	0.49

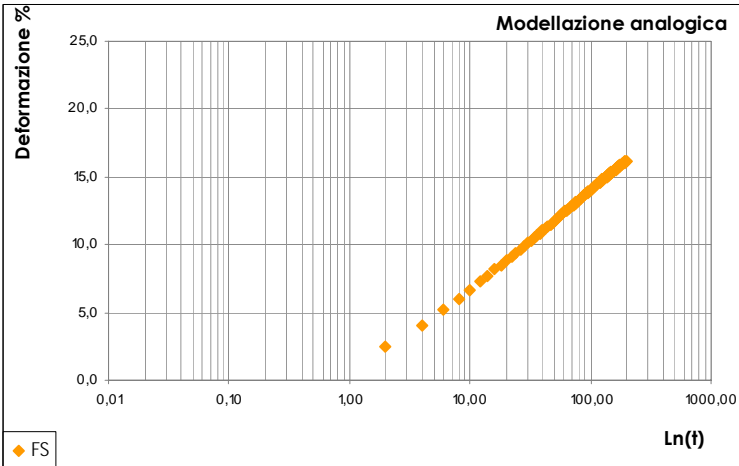
k ₁	1035
η ₁	10652
k ₂	43528
η ₂	672

SEZIONE 2: MODELLAZIONE ANALOGICA

SEZIONE 2-6: Modellazione di “grandi discontinuità con legante” in condizioni di equiviscosità

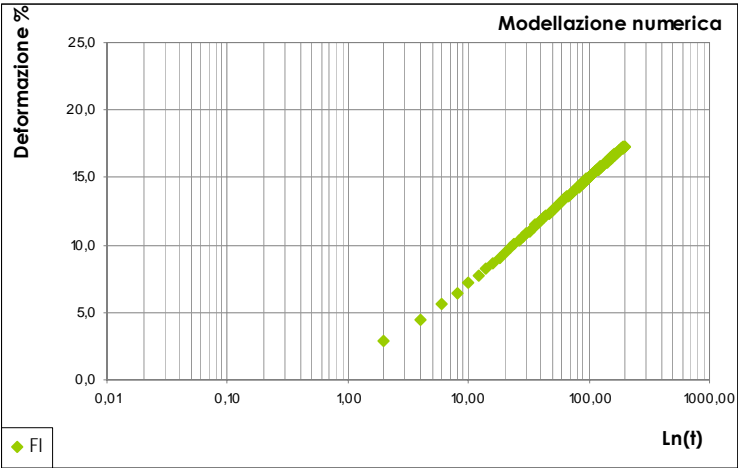


C	3.15
d ₁	0.48

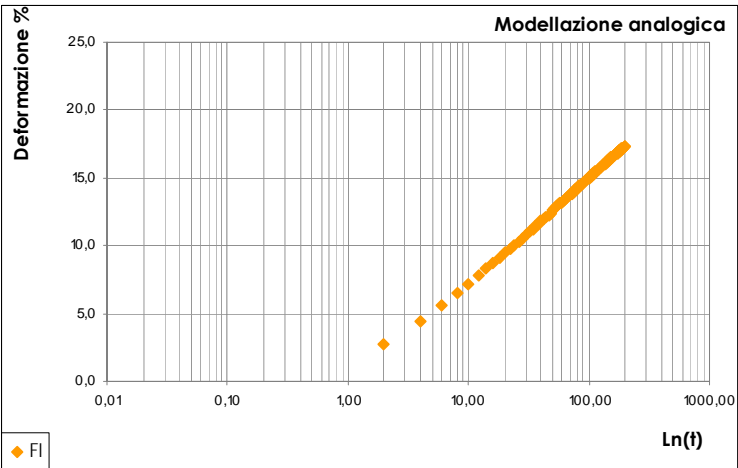


C	3.15
d	0.50

k ₁	736
η ₁	8113
k ₂	34670
η ₂	513

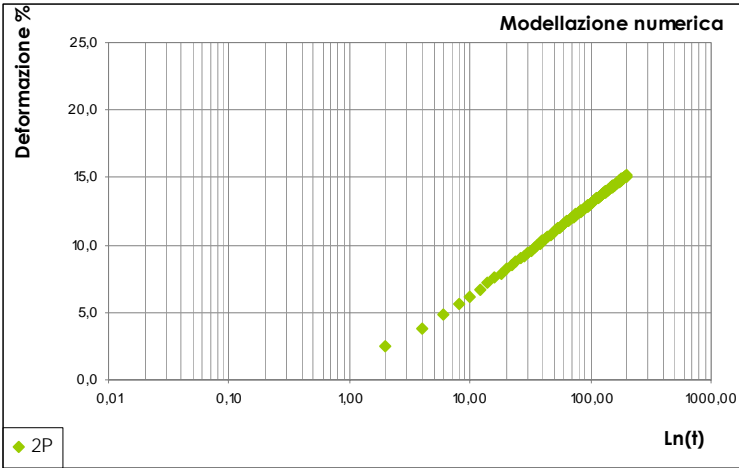


C	3.36
d ₁	0.47

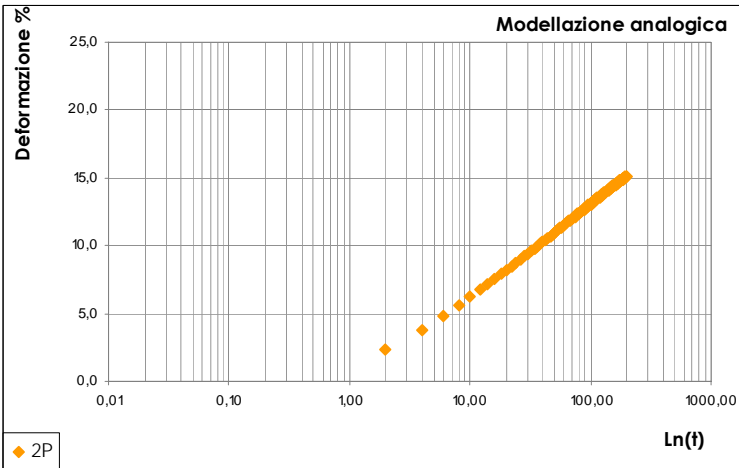


C	3.36
d	0.49

k ₁	687
η ₁	7527
k ₂	31954
η ₂	481

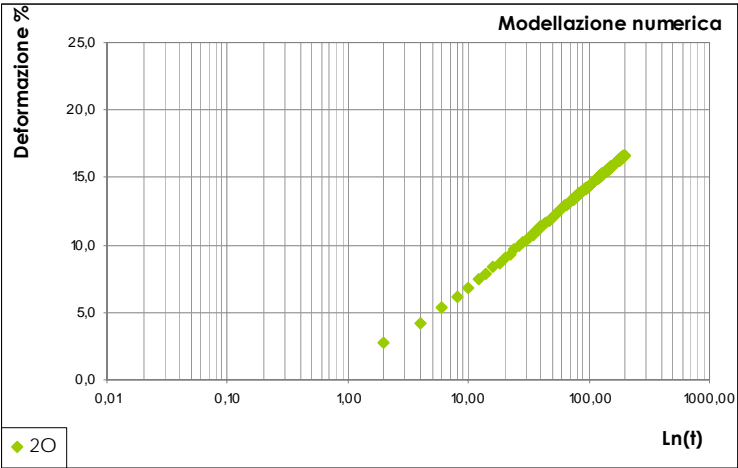


C	2.94
d ₁	0.49

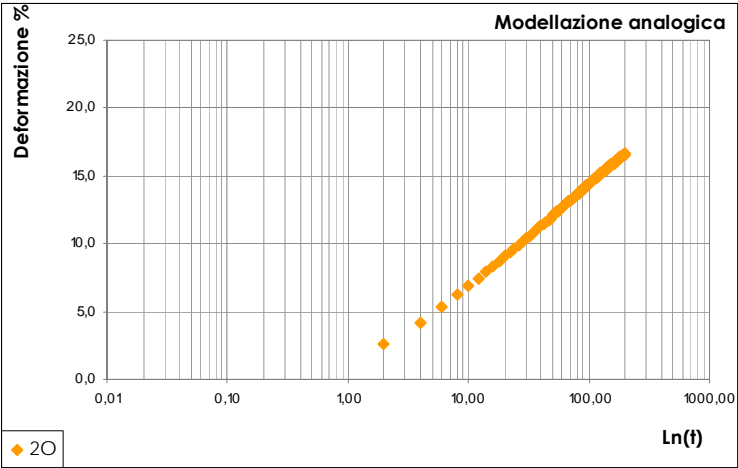


C	2.95
d	0.51

k ₁	790
η ₁	8739
k ₂	38056
η ₂	547

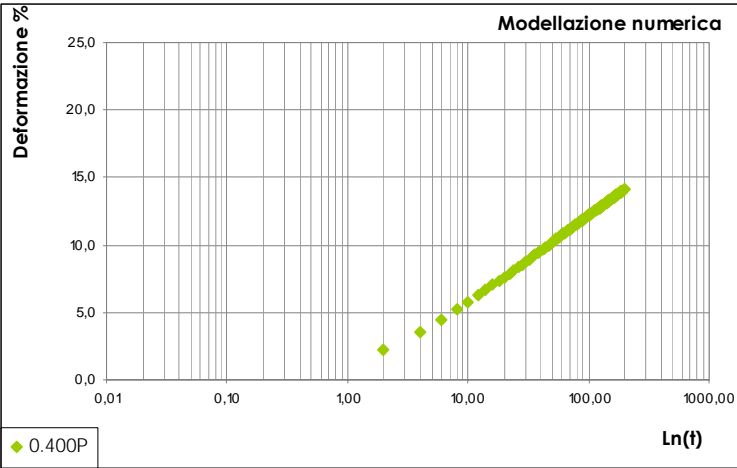


C	3.23
d ₁	0.48

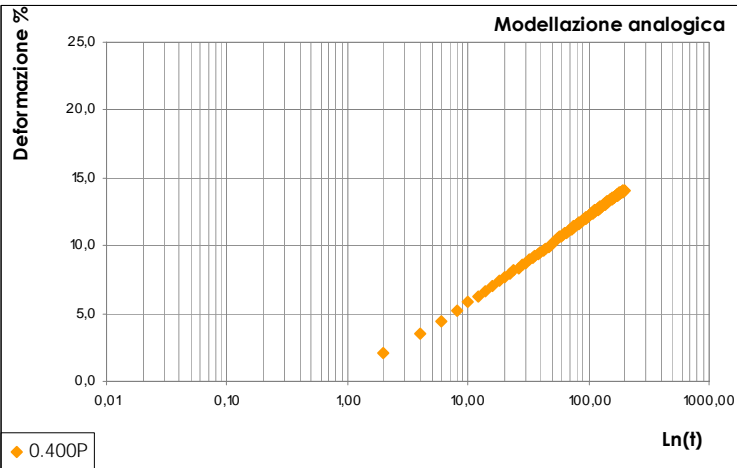


C	3.23
d	0.50

k ₁	716
η ₁	7901
k ₂	33760
η ₂	501

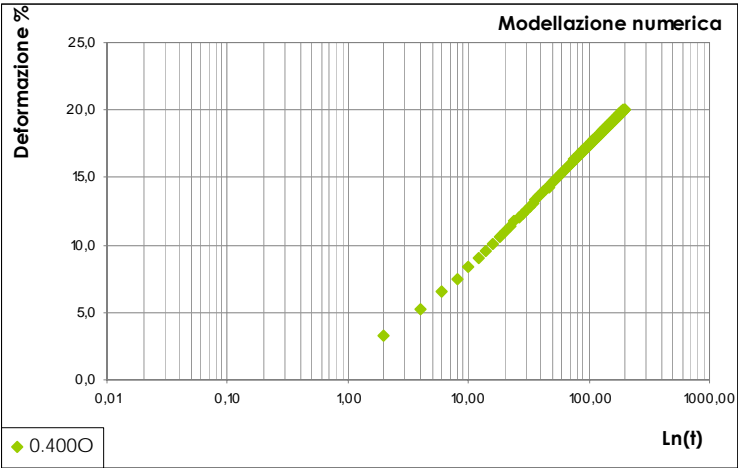


C	2.75
d ₁	0.49

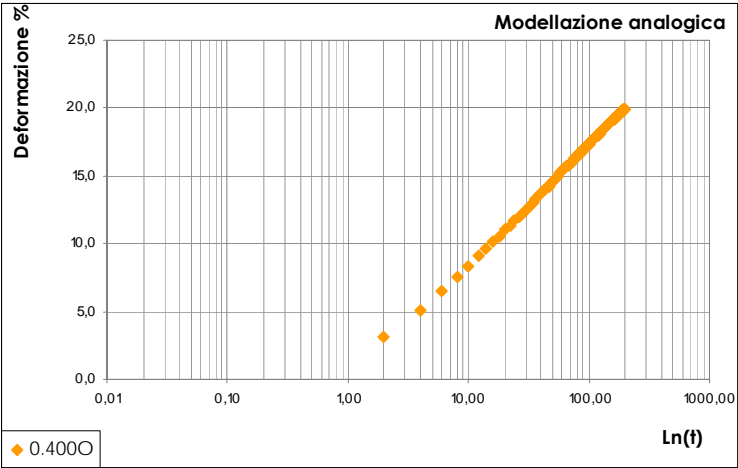


C	2.76
d	0.51

k ₁	866
η ₁	9403
k ₂	39770
η ₂	588

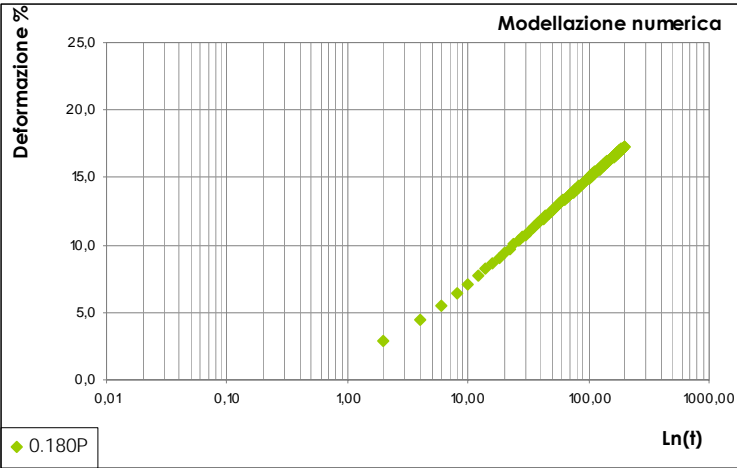


C	3.86
d ₁	0.40

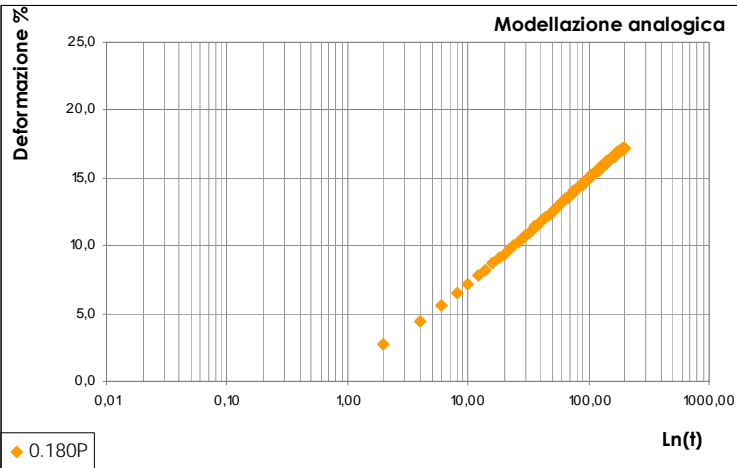


C	3.86
d	0.42

k ₁	595
η ₁	6393
k ₂	26725
η ₂	420

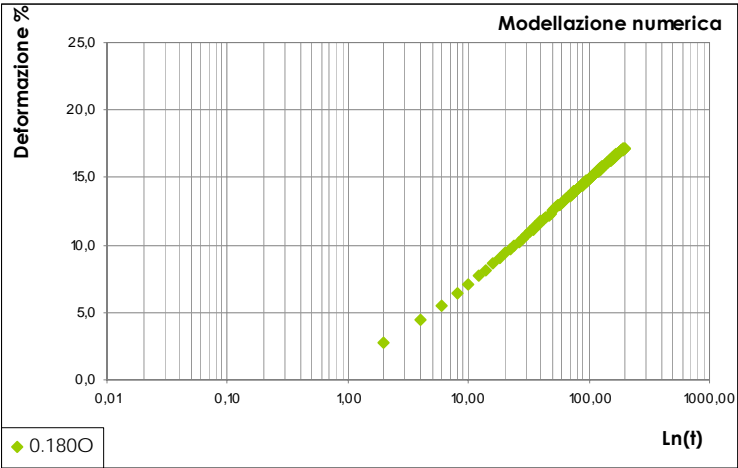


C	3.35
d ₁	0.47

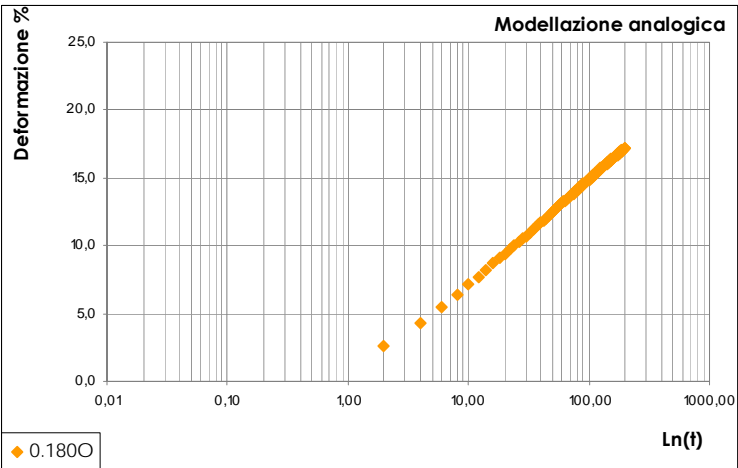


C	3.35
d	0.48

k ₁	704
η ₁	7529
k ₂	31451
η ₂	485



C	3.33
d ₁	0.47

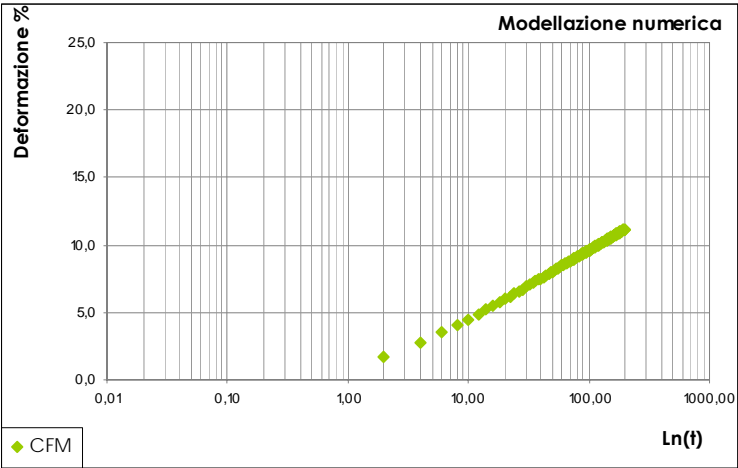


C	3.34
d	0.49

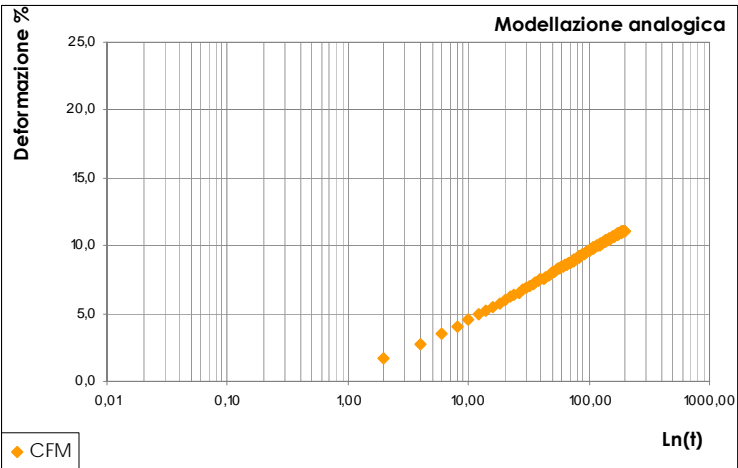
k ₁	695
η ₁	7587
k ₂	32182
η ₂	485

SEZIONE 2: MODELLAZIONE ANALOGICA

SEZIONE 2-7: Modellazione di “malte” in condizioni di equiviscosità

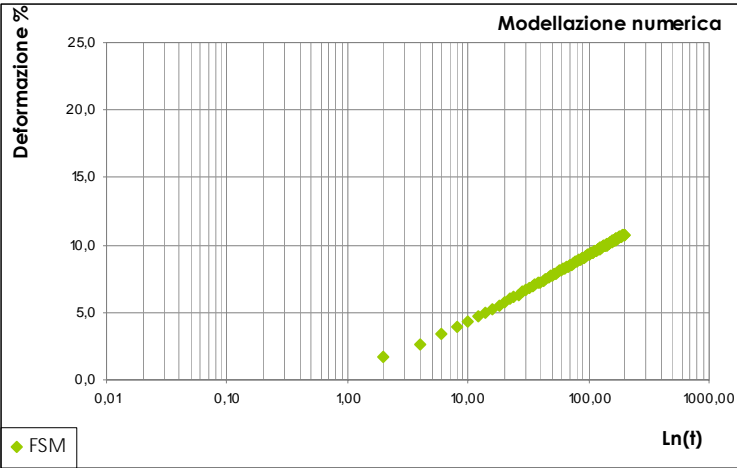


C	2.19
d ₁	0.47

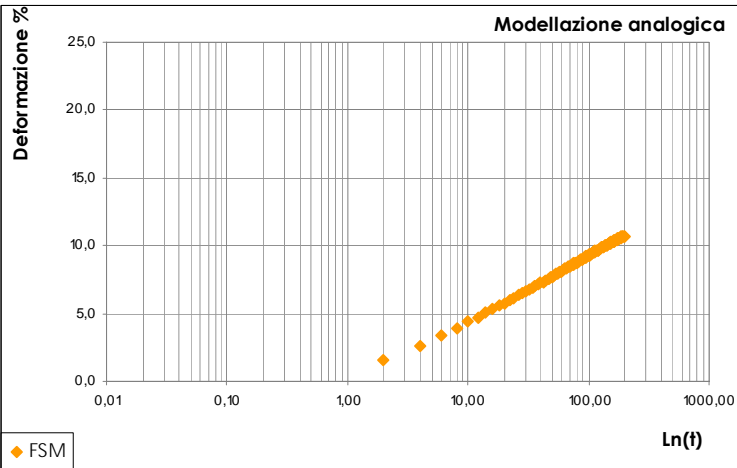


C	2.19
d	0.48

k ₁	1141
η ₁	12032
k ₂	49891
η ₂	745

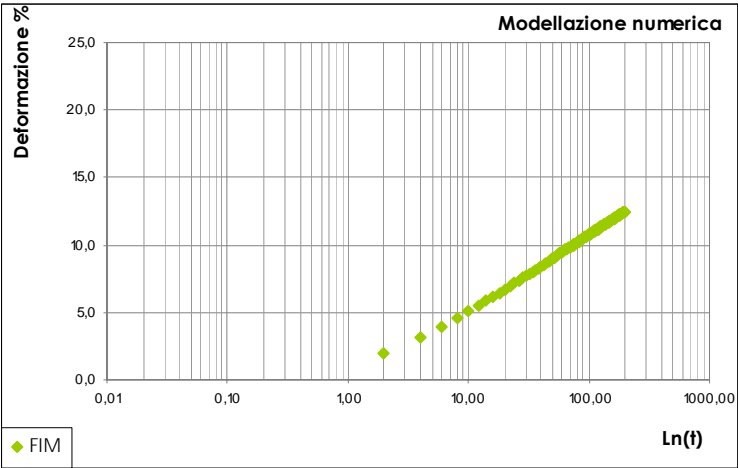


C	2.11
d ₁	0.46

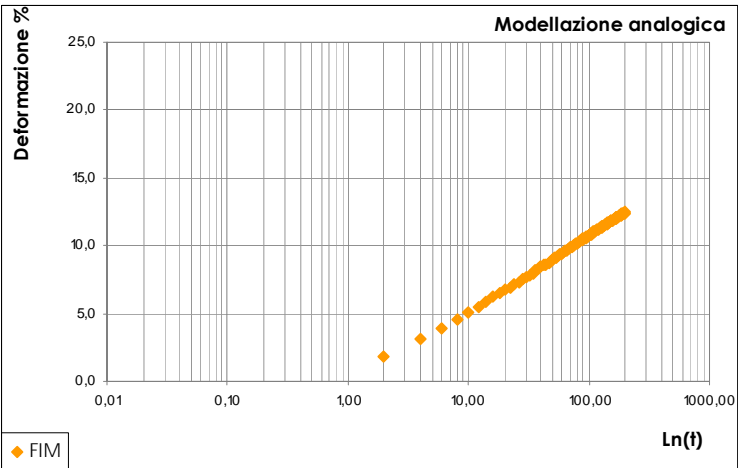


C	2.12
d	0.47

k ₁	1176
η ₁	12551
k ₂	52228
η ₂	771

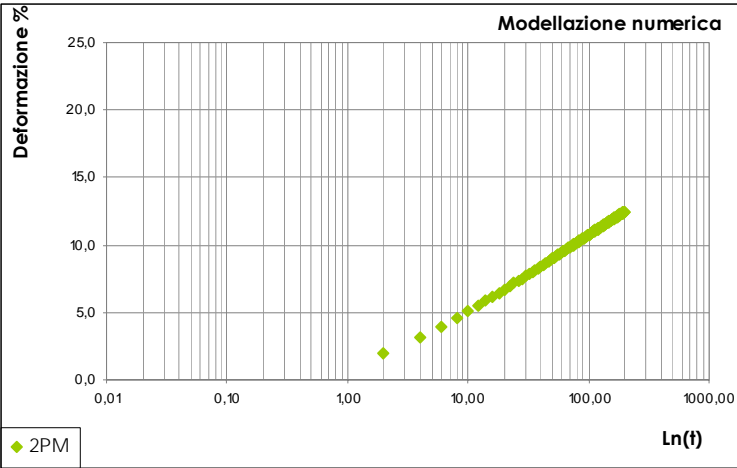


C	2.44
d ₁	0.49

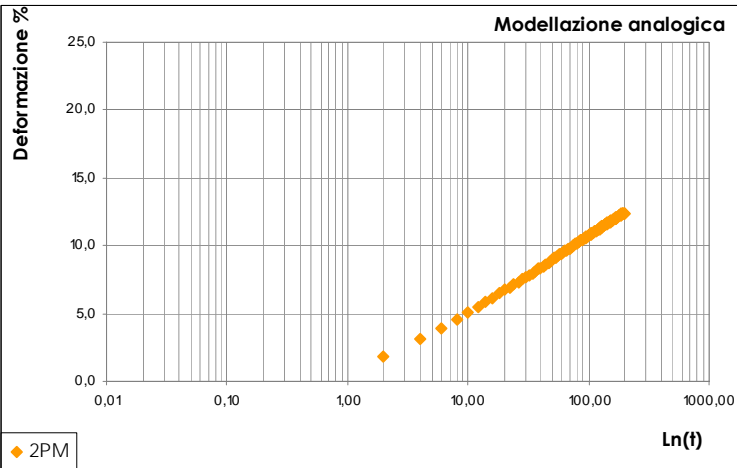


C	2.44
d	0.50

k ₁	999
η ₁	10735
k ₂	45038
η ₂	666

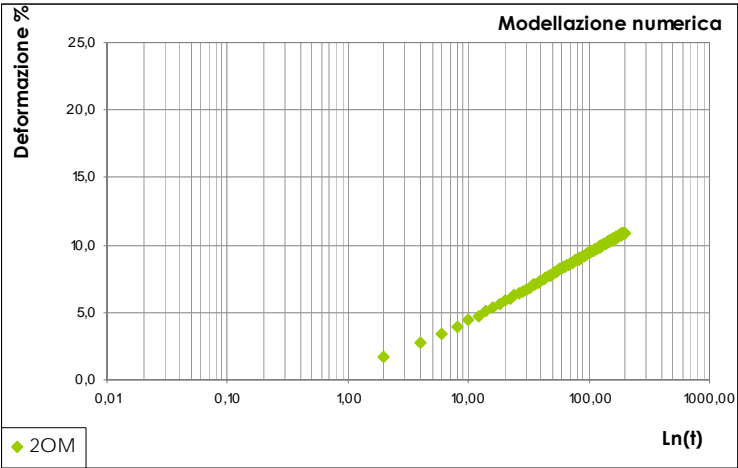


C	2.44
d ₁	0.49

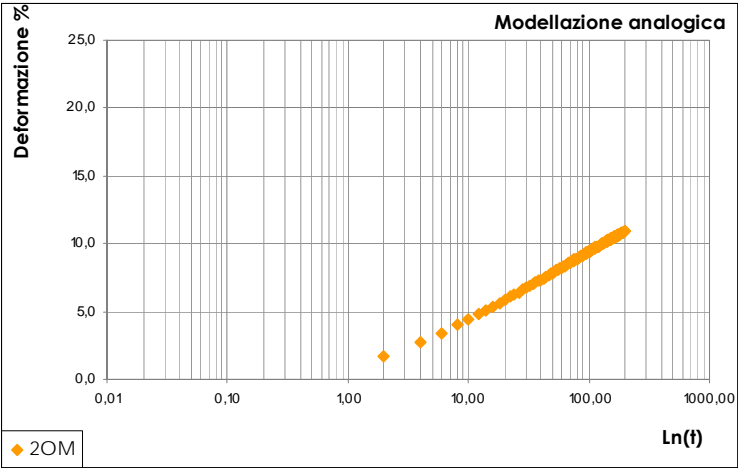


C	2.44
d	0.50

k ₁	995
η ₁	10756
k ₂	45283
η ₂	666

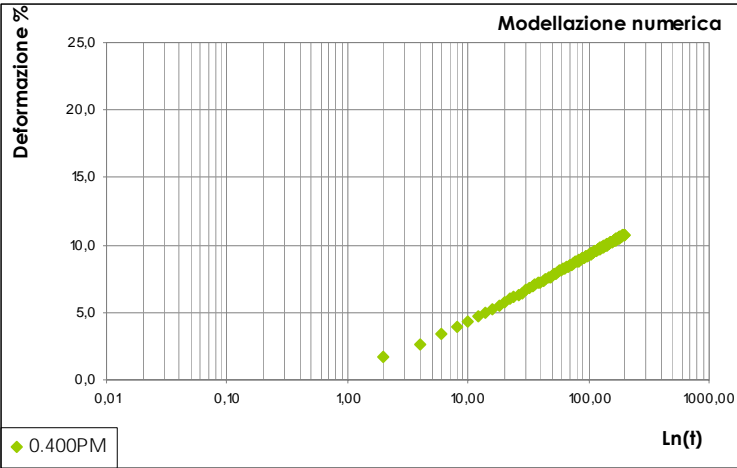


C	2.14
d ₁	0.47

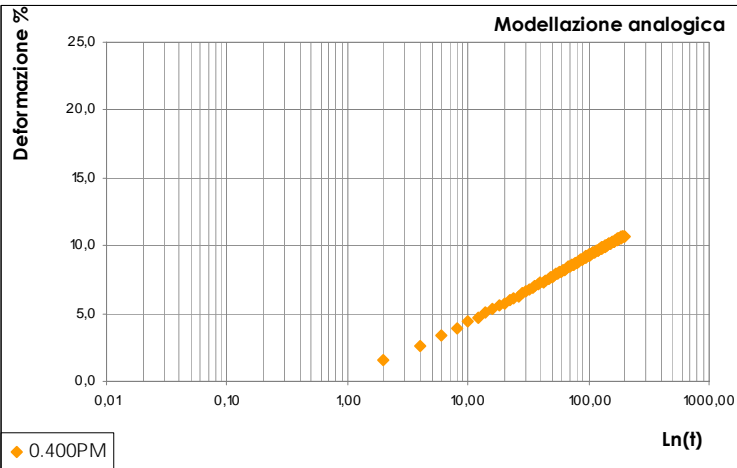


C	2.15
d	0.48

k ₁	1143
η ₁	12370
k ₂	52172
η ₂	757

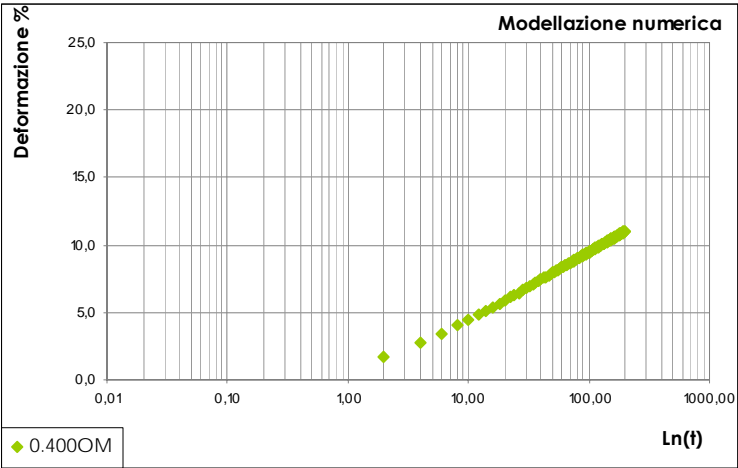


C	2.11
d ₁	0.46

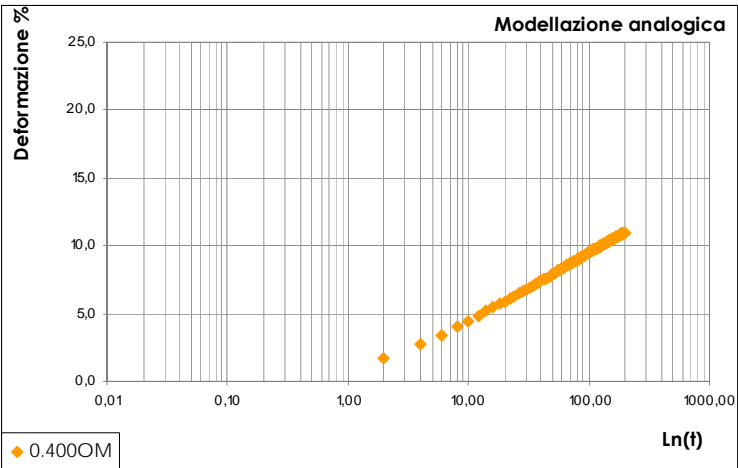


C	2.11
d	0.47

k ₁	1173
η ₁	12545
k ₂	52486
η ₂	771

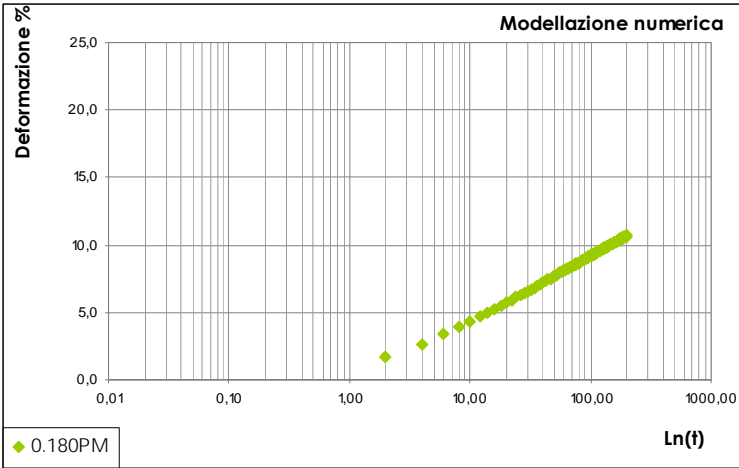


C	2.16
d ₁	0.47

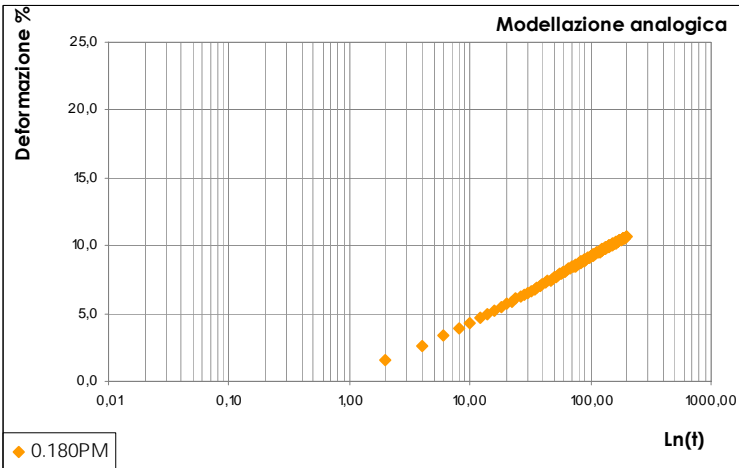


C	2.16
d	0.48

k ₁	1130
η ₁	12278
k ₂	51904
η ₂	751

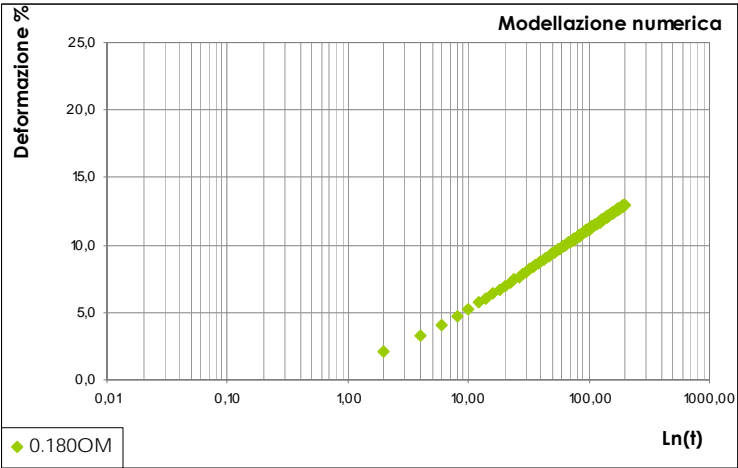


C	2.10
d ₁	0.46

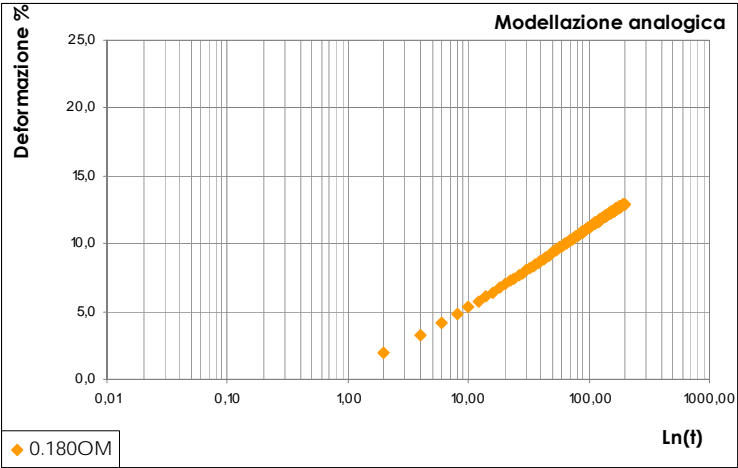


C	2.10
d	0.47

k ₁	1208
η ₁	12566
k ₂	51746
η ₂	780



C	2.53
d ₁	0.49

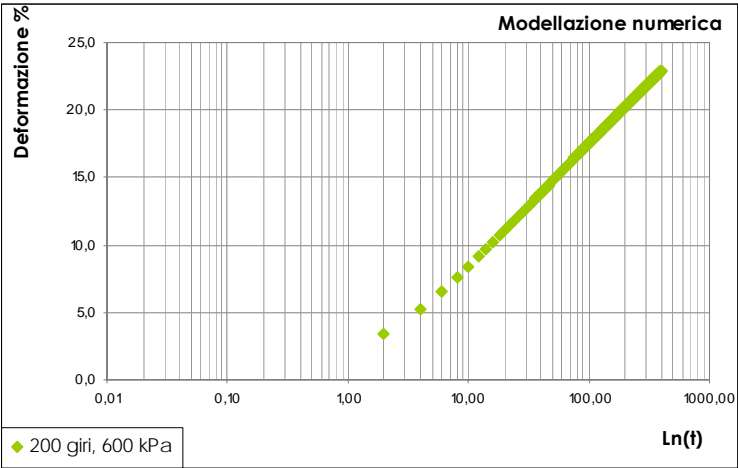


C	2.54
d	0.50

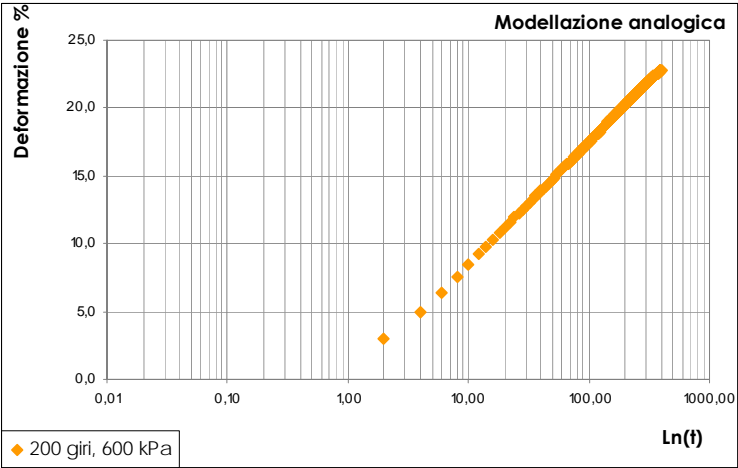
k ₁	974
η ₁	10246
k ₂	42392
η ₂	643

SEZIONE 2: MODELLAZIONE ANALOGICA

SEZIONE 2-8: Modellazione di conglomerati bituminosi a freddo per ripristino a temperatura ambiente

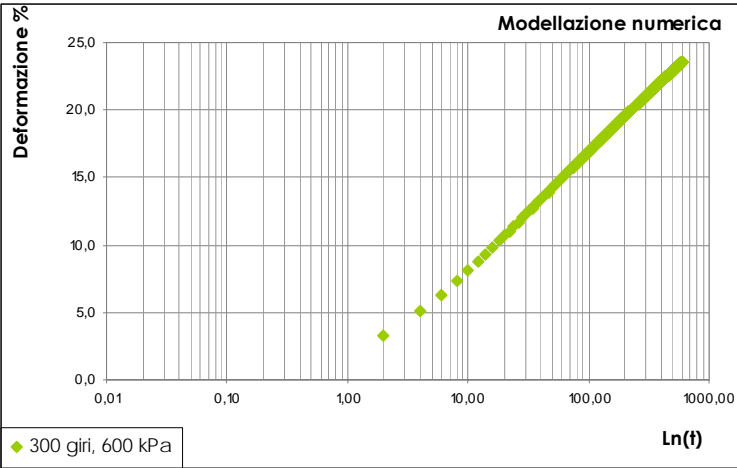


C	3.89
d ₁	0.41

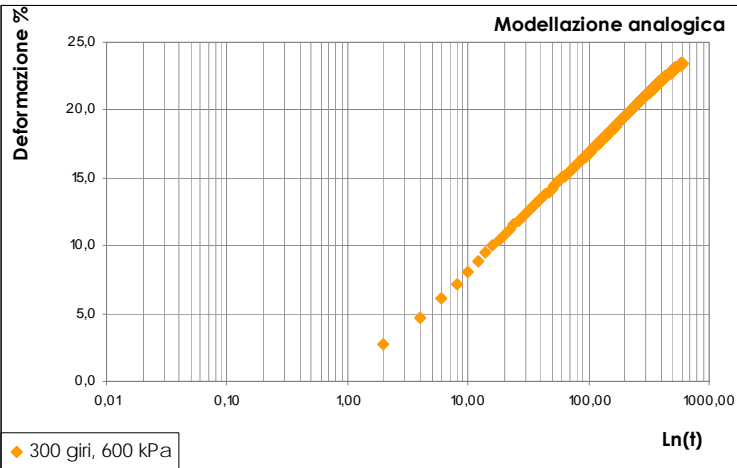


C	3.90
d	0.45

k ₁	457
η ₁	6669
k ₂	38742
η ₂	384

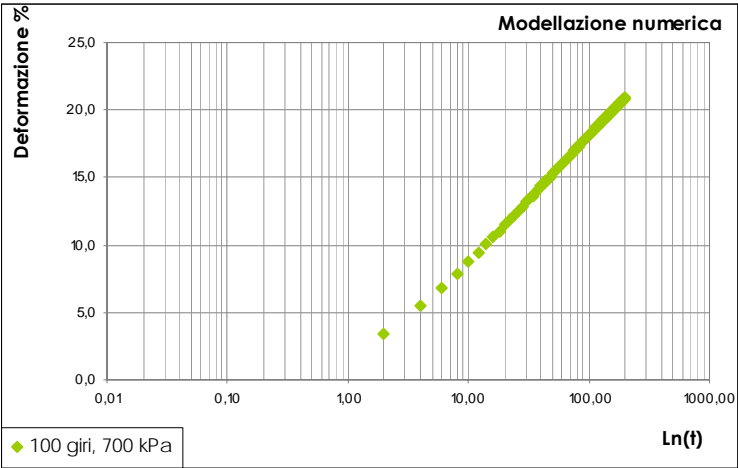


C	3.75
d ₁	0.38

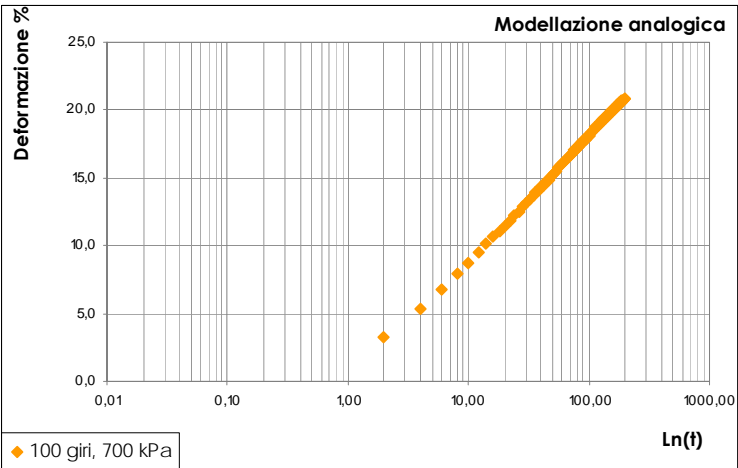


C	3.76
d	0.42

k ₁	435
η ₁	7120
k ₂	47740
η ₂	384

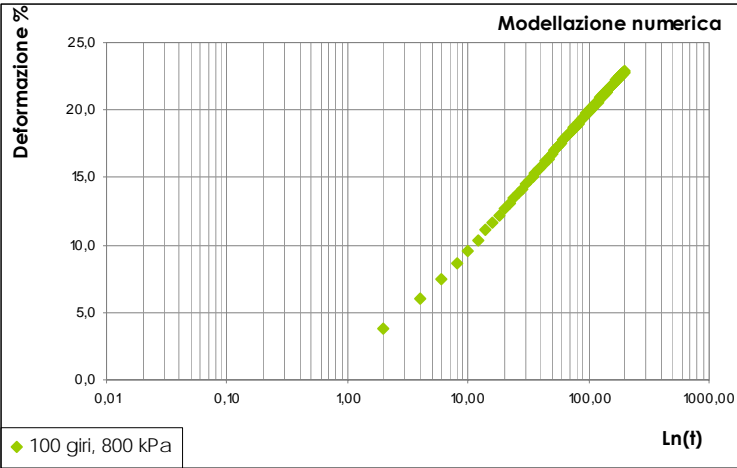


C	4.01
d ₁	0.37

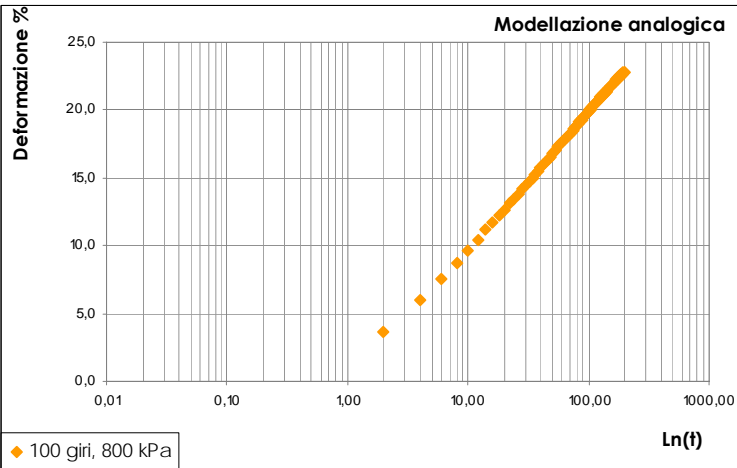


C	4.02
d	0.039

k ₁	667
η ₁	7096
k ₂	29479
η ₂	471

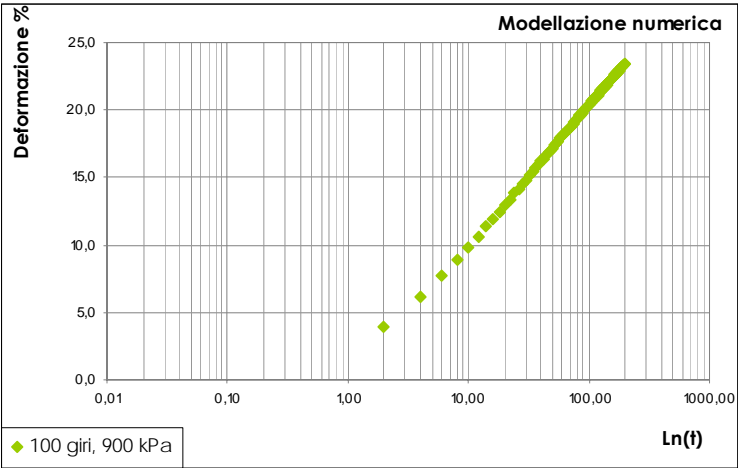


C	4.37
d ₁	0.28

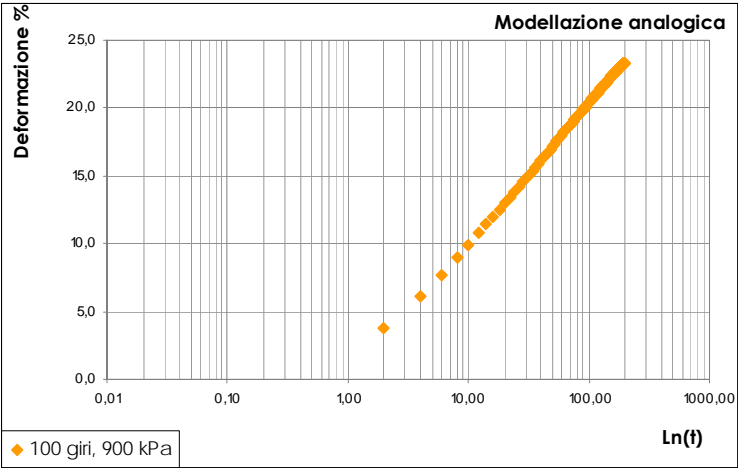


C	4.38
d	0.30

k ₁	684
η ₁	7323
k ₂	30503
η ₂	493

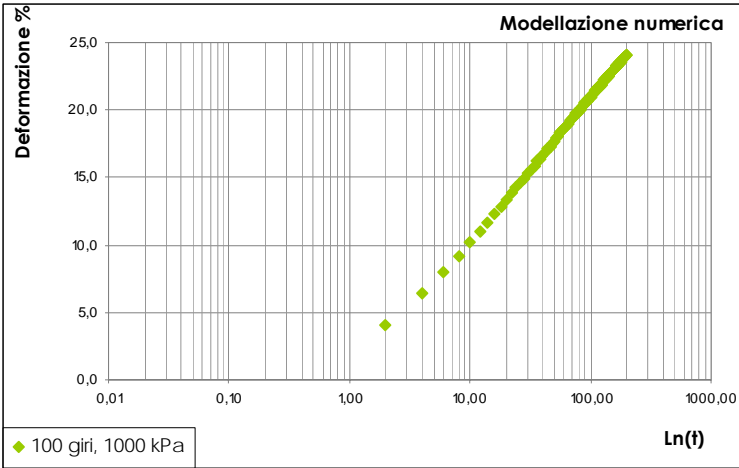


C	4.47
d ₁	0.25

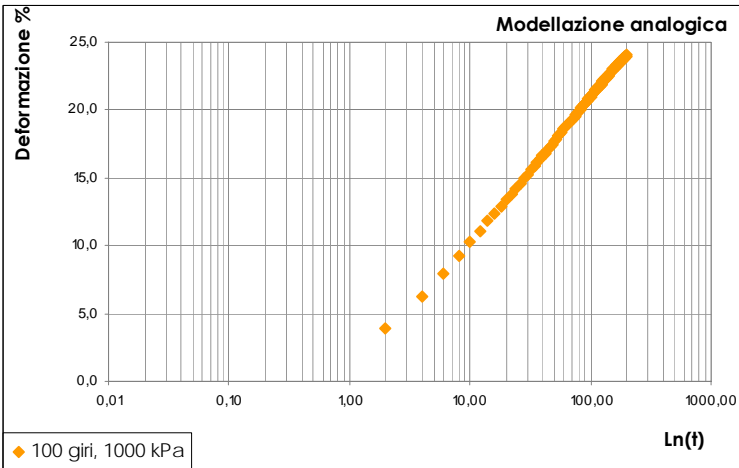


C	4.48
d	0.28

k ₁	745
η ₁	8024
k ₂	33555
η ₂	541

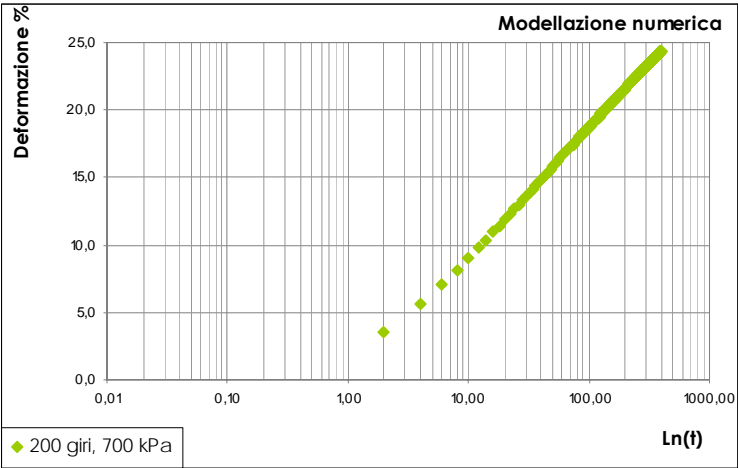


C	4.60
d ₁	0.21

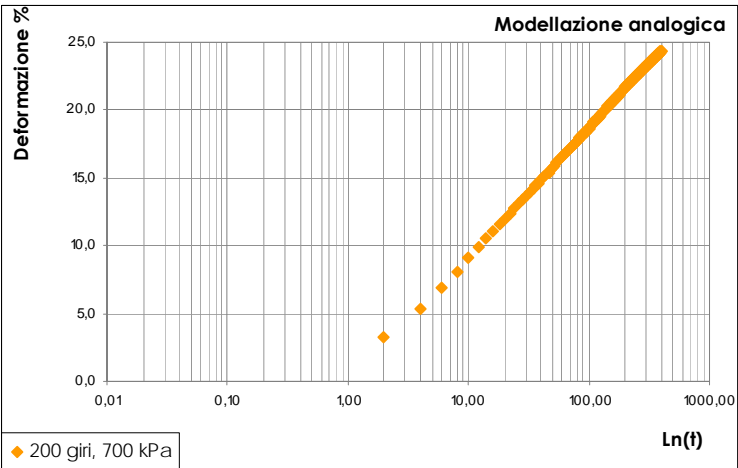


C	4.60
d	0.24

k ₁	796
η ₁	8640
k ₂	36312
η ₂	584

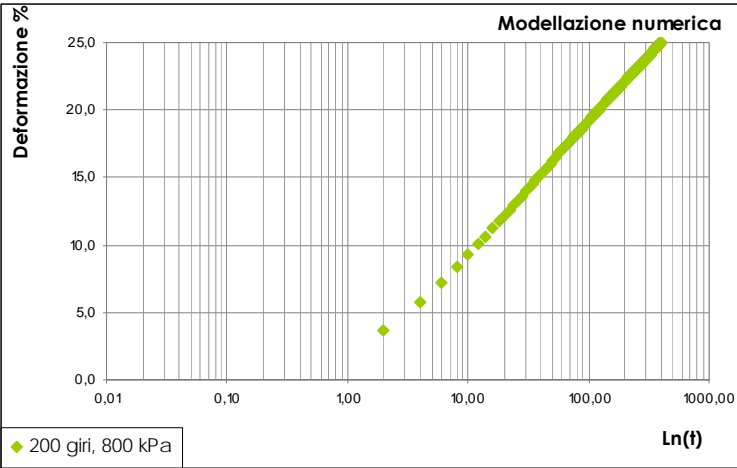


C	4.13
d ₁	0.33

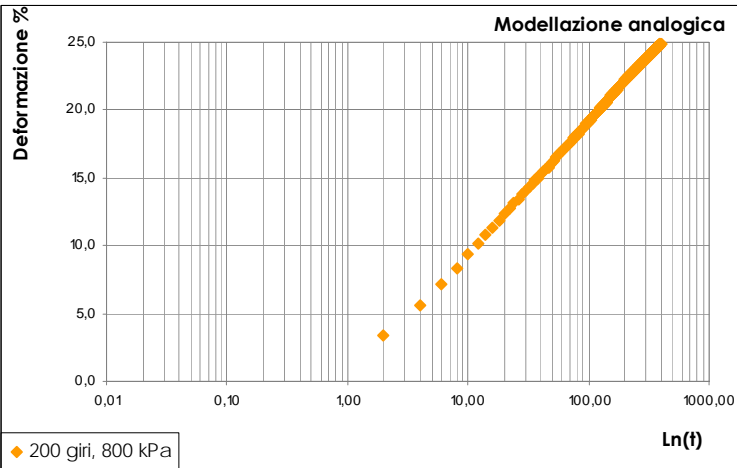


C	4.14
d	0.37

k ₁	504
η ₁	7169
k ₂	40993
η ₂	423

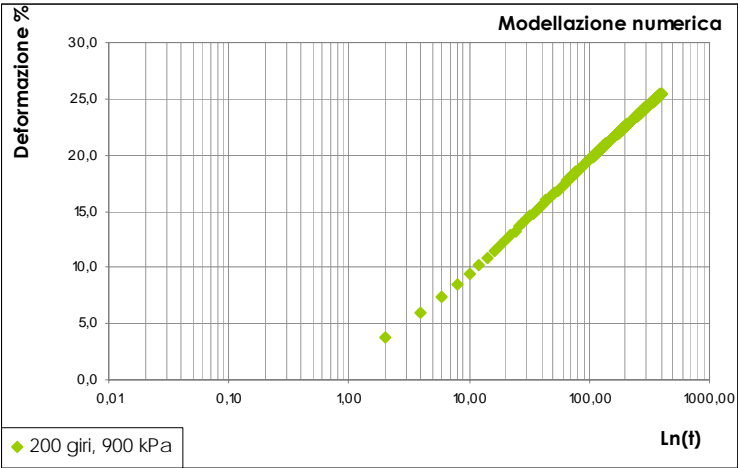


C	4.23
d ₁	0.29

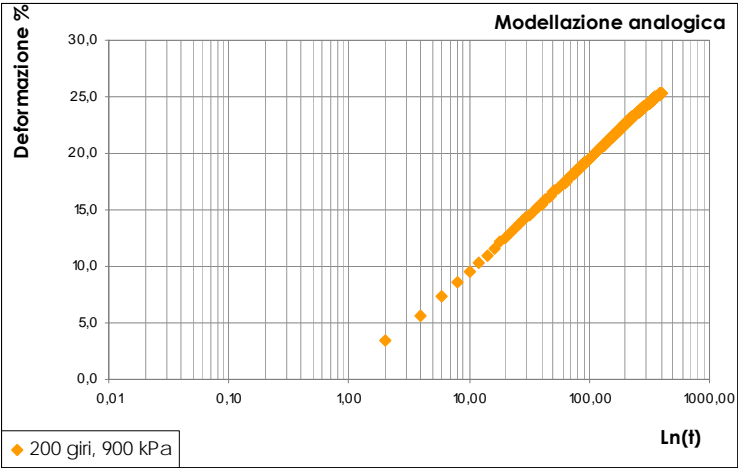


C	4.23
d	0.33

k ₁	564
η ₁	7948
k ₂	45188
η ₂	473

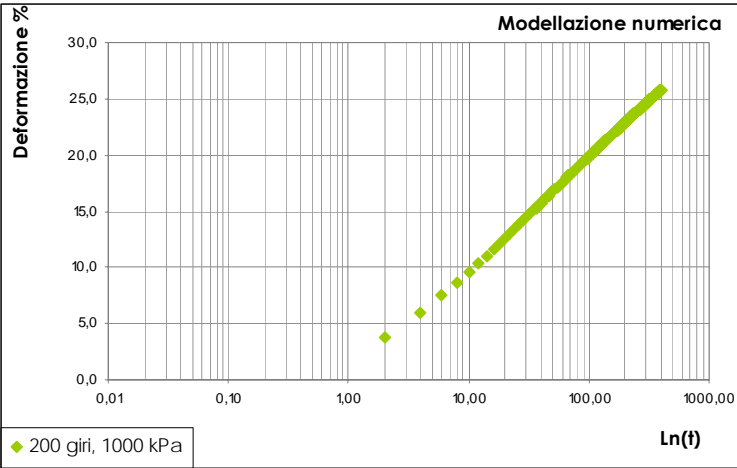


C	4.30
d ₁	0.26

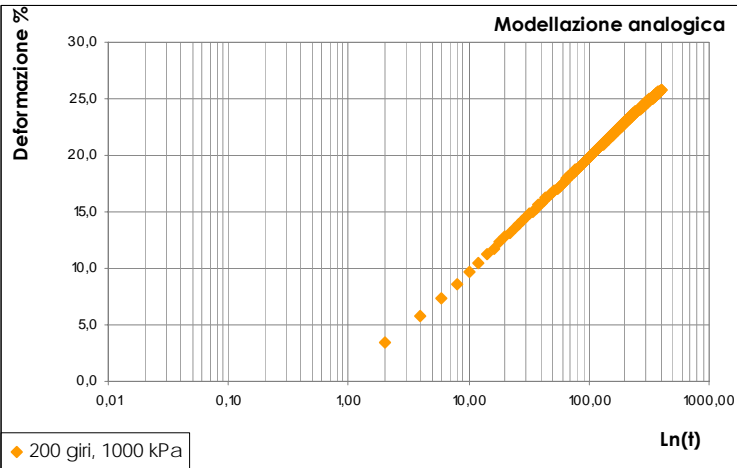


C	4.31
d	0.30

k ₁	621
η ₁	8748
k ₂	49707
η ₂	523



C	4.36
d ₁	0.23

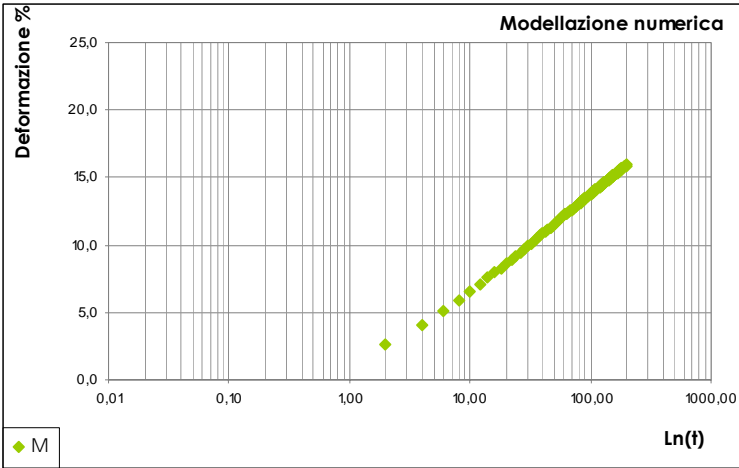


C	4.37
d	0.27

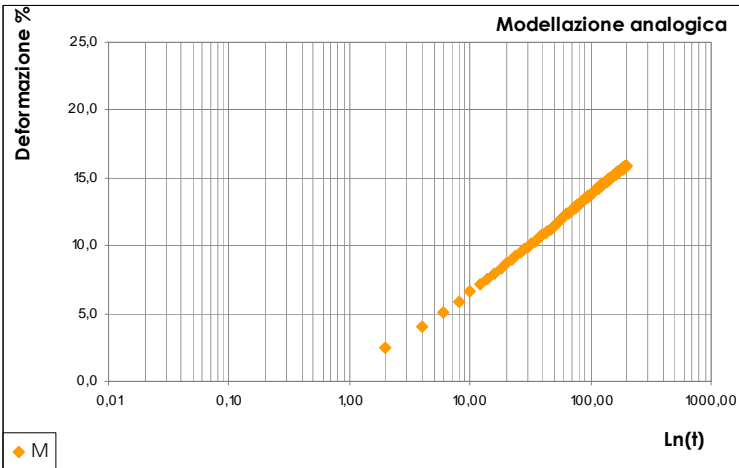
k ₁	679
η ₁	9557
k ₂	54276
η ₂	573

SEZIONE 2: MODELLAZIONE ANALOGICA

SEZIONE 2-9: Modellazione di conglomerati bituminosi riciclati a freddo a temperatura ambiente

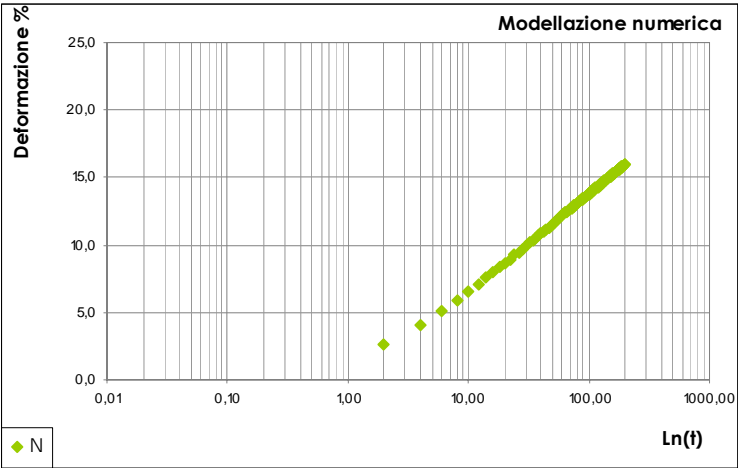


C	3.09
d ₁	0.49

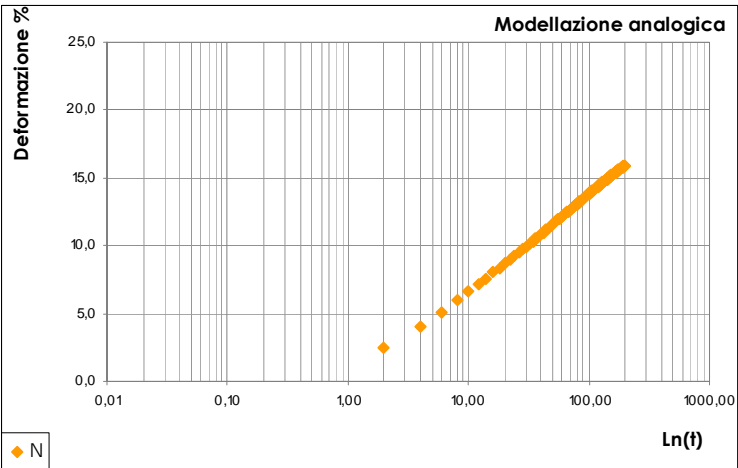


C	3.10
d	0.50

k ₁	746
η ₁	8294
k ₂	35645
η ₂	521



C	3.10
d ₁	0.48

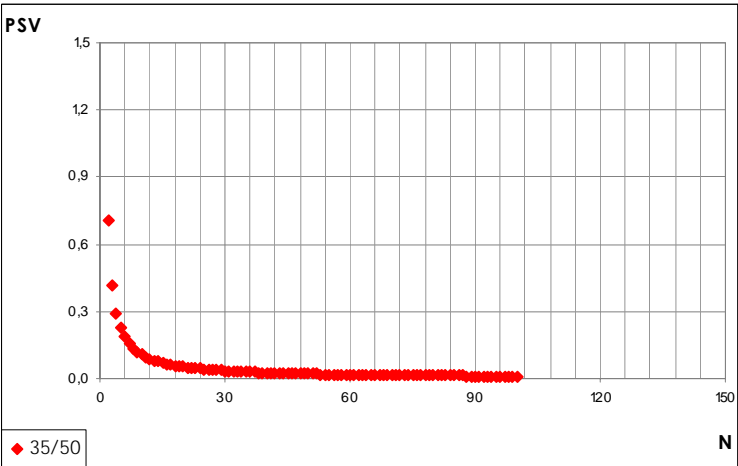
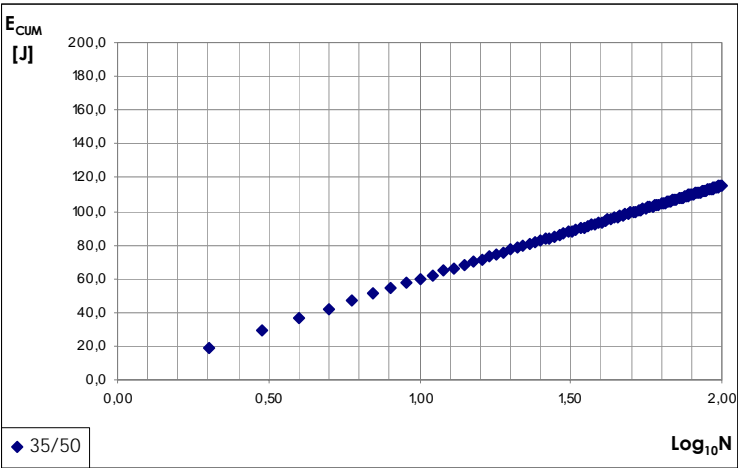


C	3.10
d	0.50

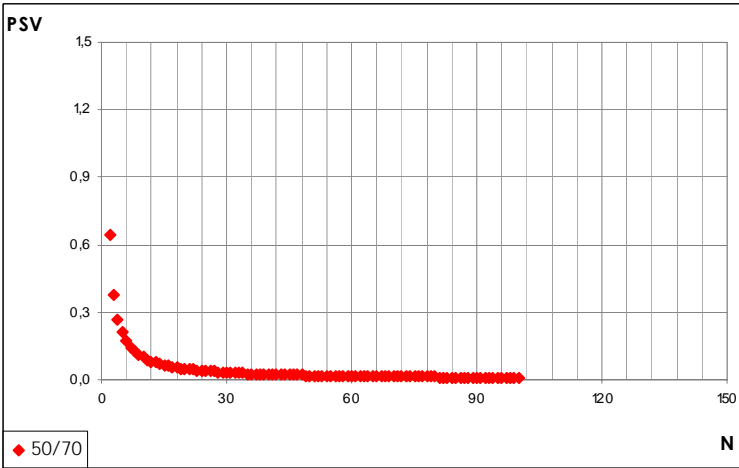
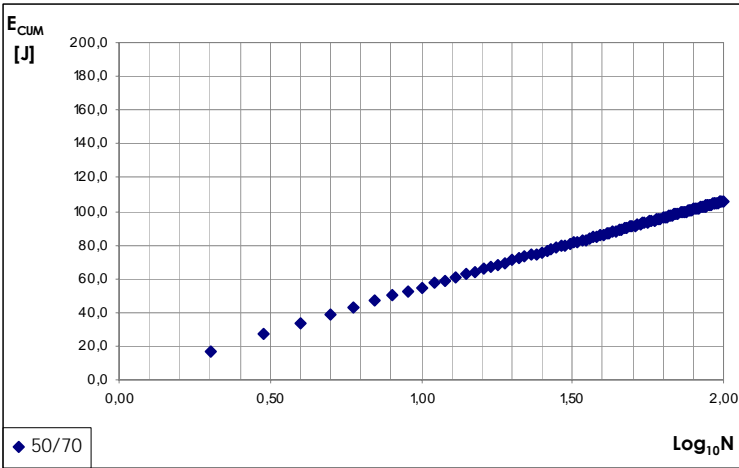
k ₁	750
η ₁	8258
k ₂	35231
η ₂	521

SEZIONE 3: CARATTERISTICHE ENERGETICHE

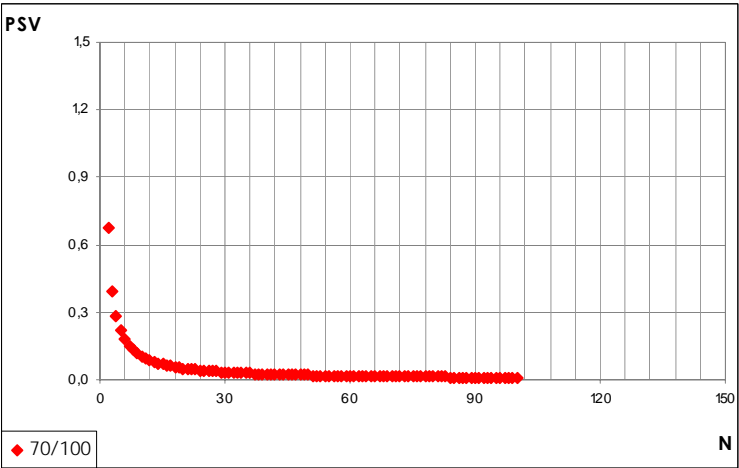
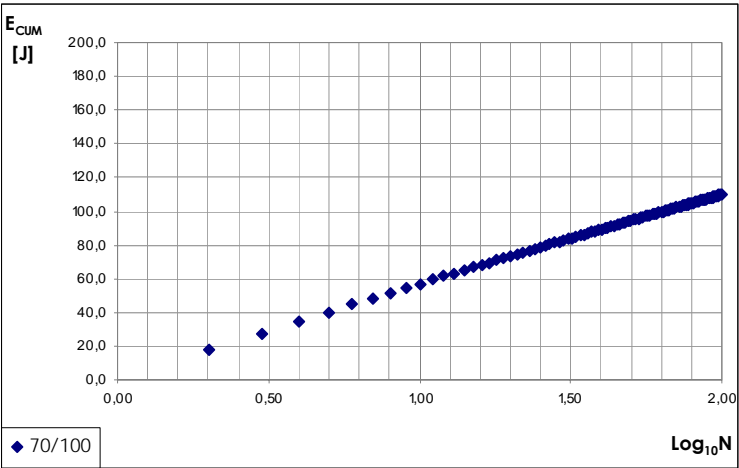
SEZIONE 3-1: Caratteristiche energetiche Centro Fuso Binder CIRS 120°C



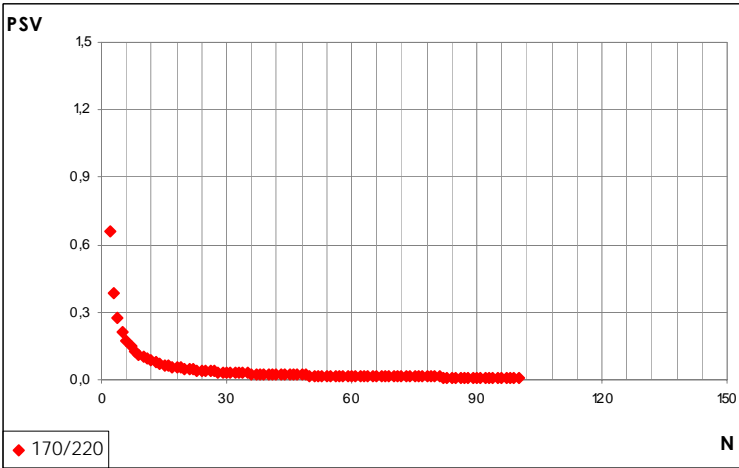
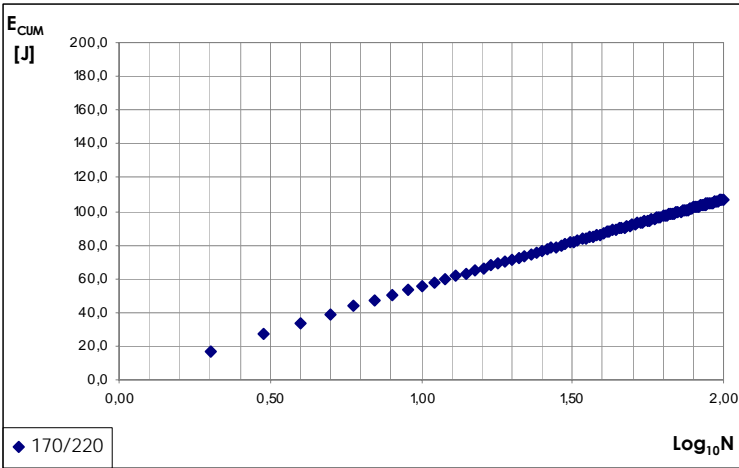
A	1.20
b	1.038



A	1.10
b	1.038



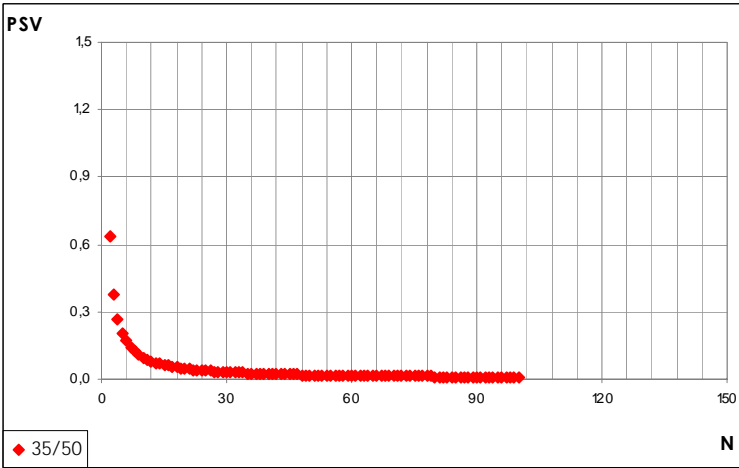
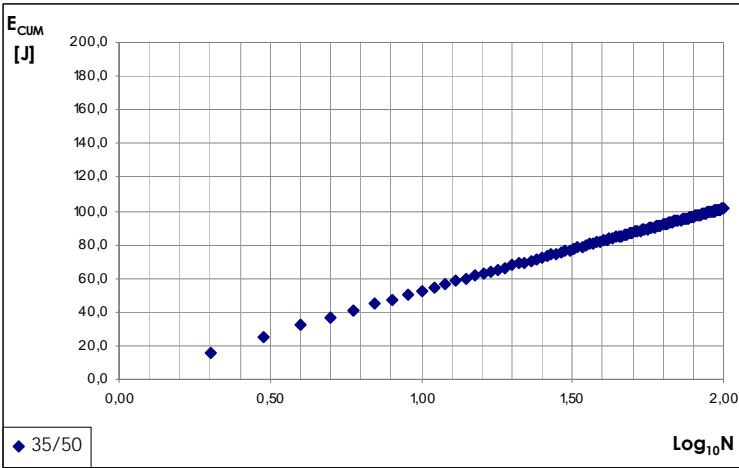
A	1.15
b	1.038



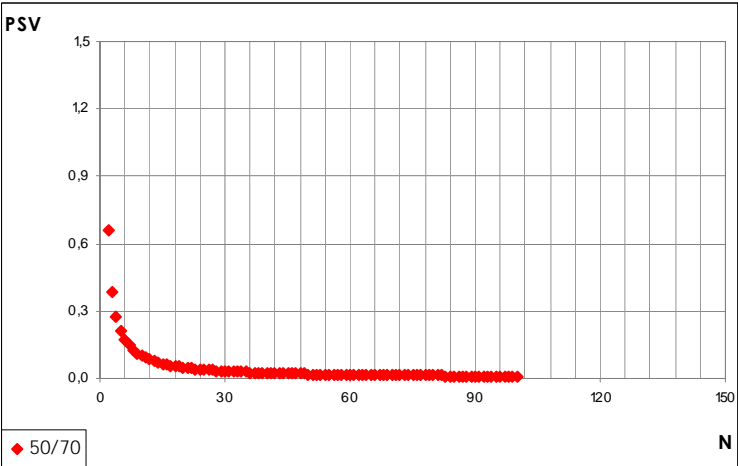
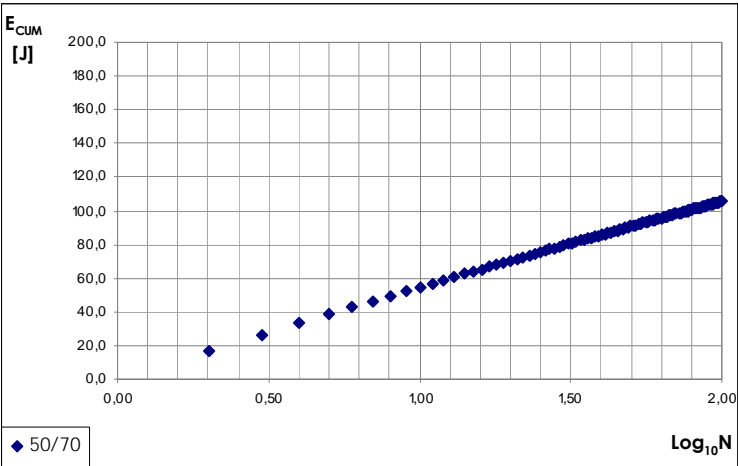
A	1.13
b	1.038

SEZIONE 3: CARATTERISTICHE ENERGETICHE

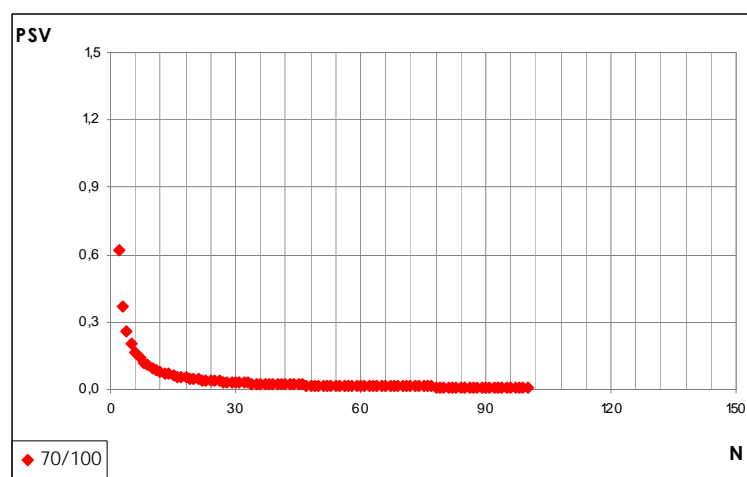
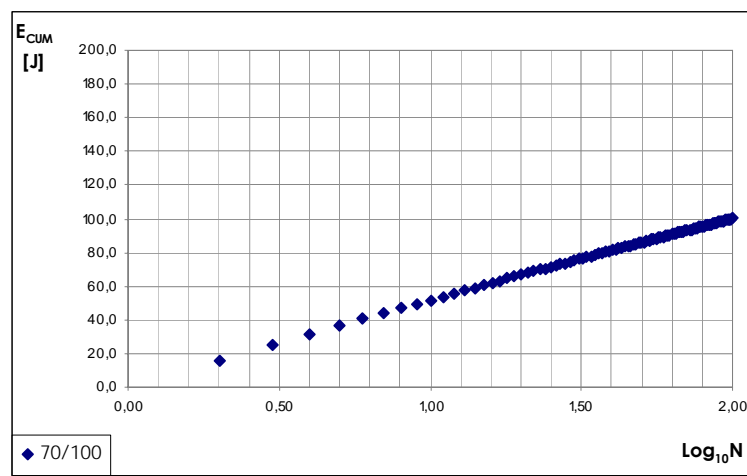
SEZIONE 3-2: Caratteristiche energetiche Centro Fuso Binder CIRS in condizioni di equiviscosità



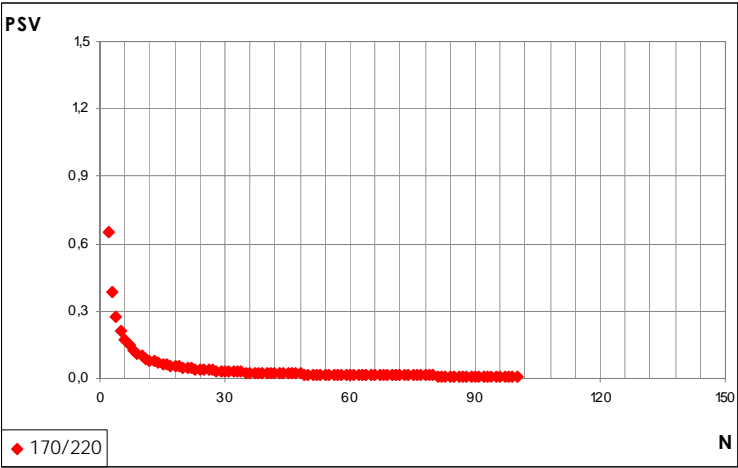
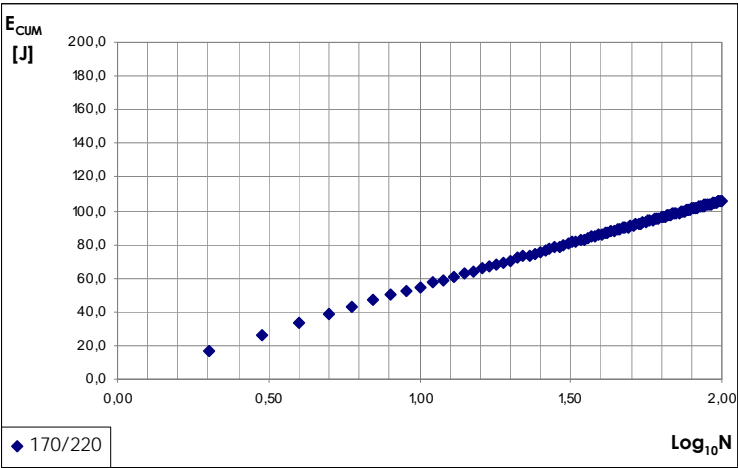
A	1.09
b	1.038



A	1.13
b	1.038



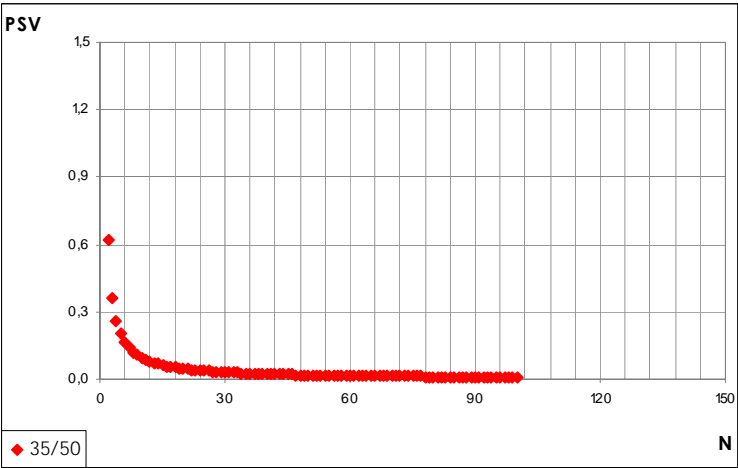
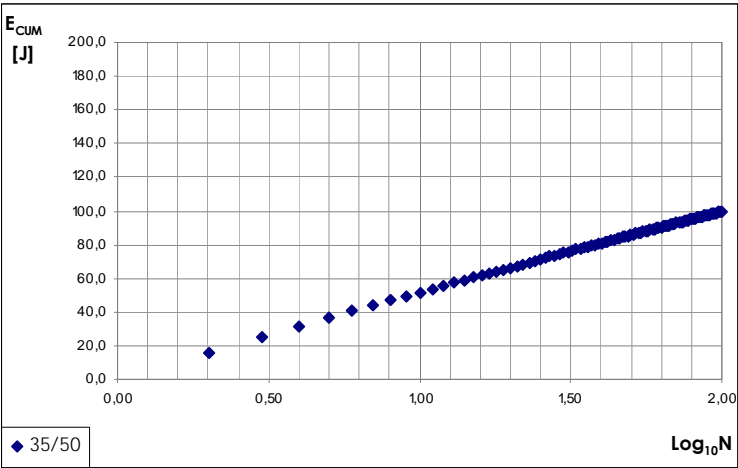
A	1.07
b	1.038



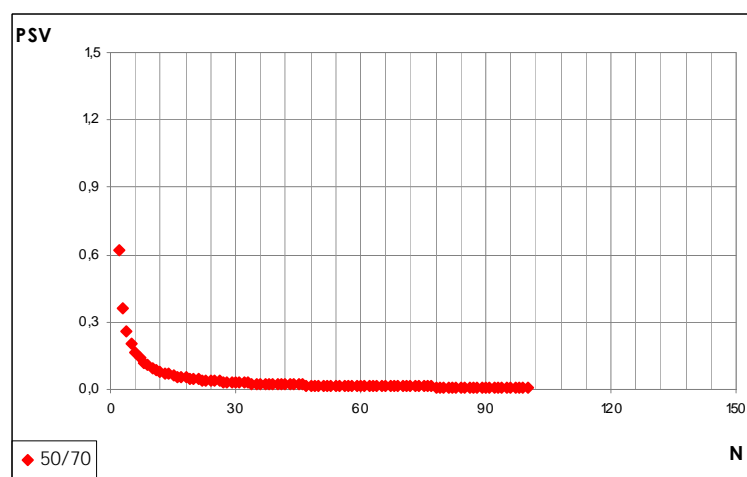
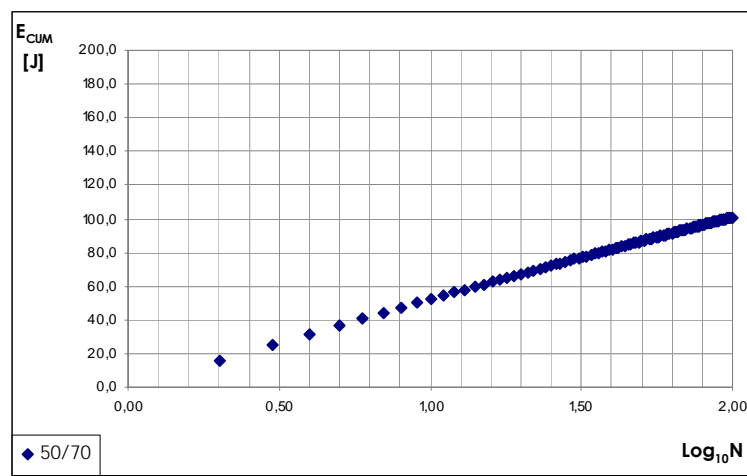
A	1.11
b	1.038

SEZIONE 3: CARATTERISTICHE ENERGETICHE

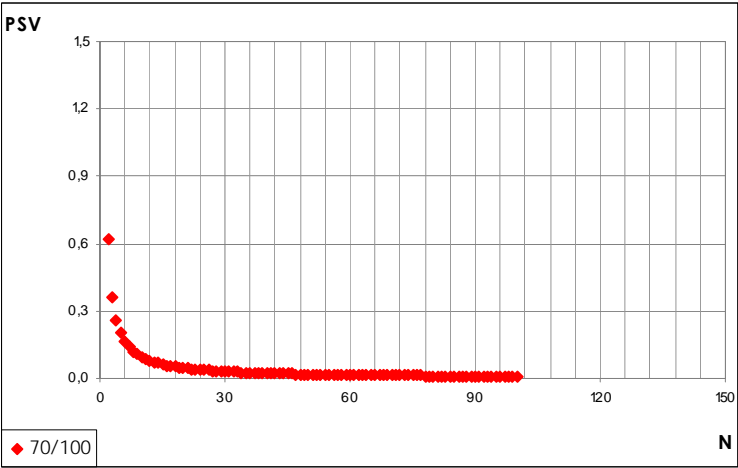
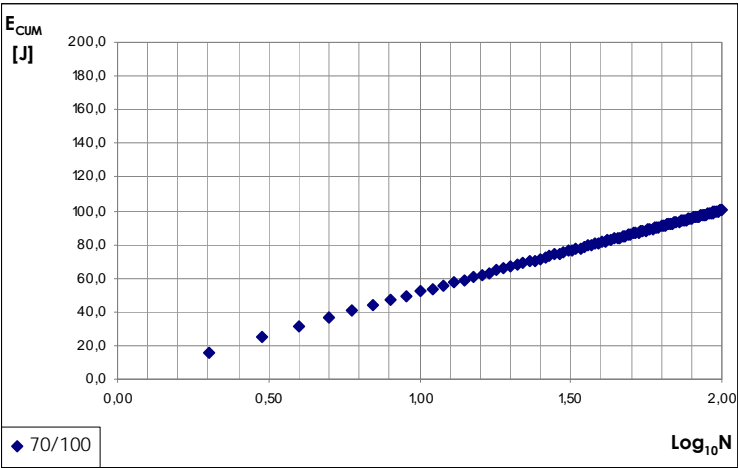
SEZIONE 3-3: Caratteristiche energetiche Centro Fuso Binder CIRS a 170°C



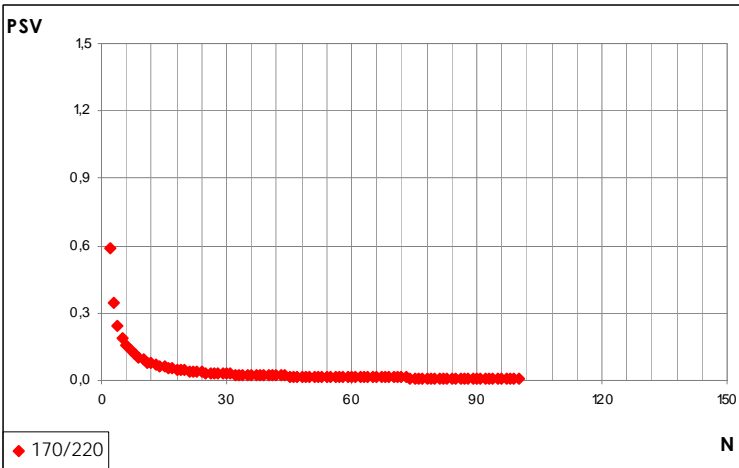
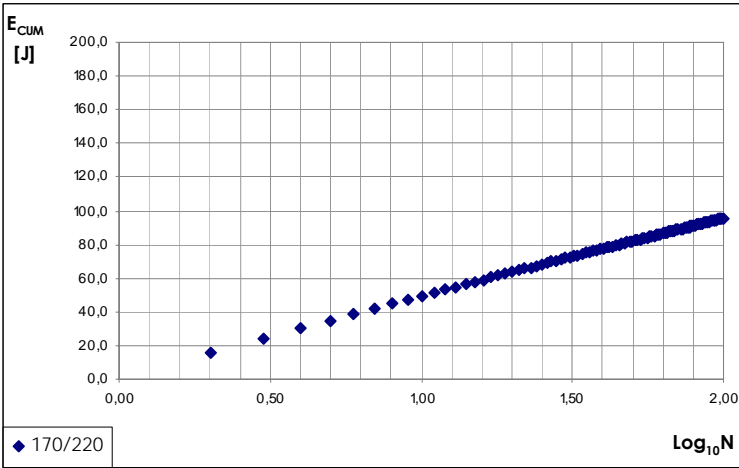
A	1.06
b	1.038



A	1.06
b	1.038



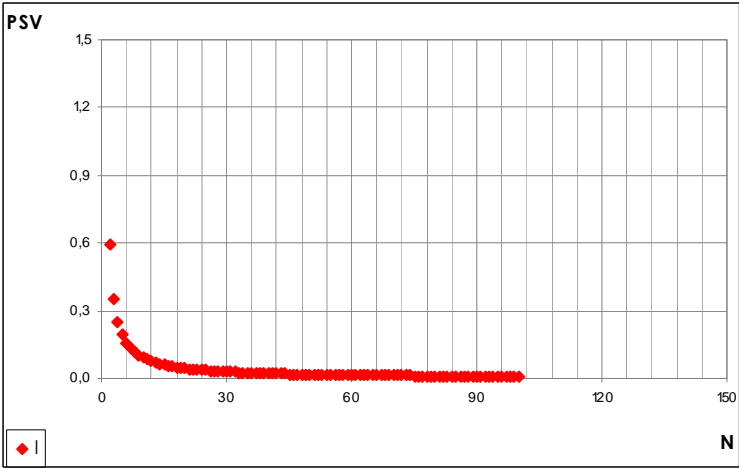
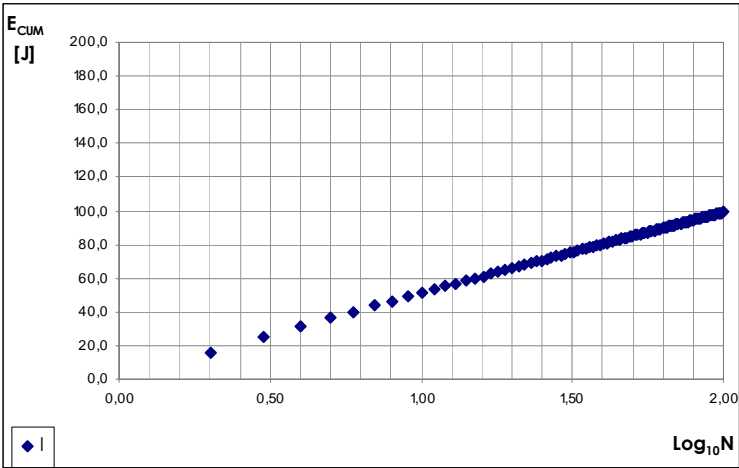
A	1.06
b	1.038



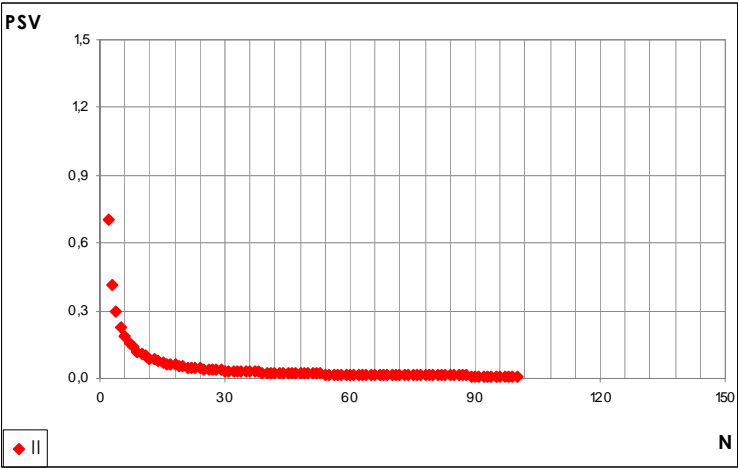
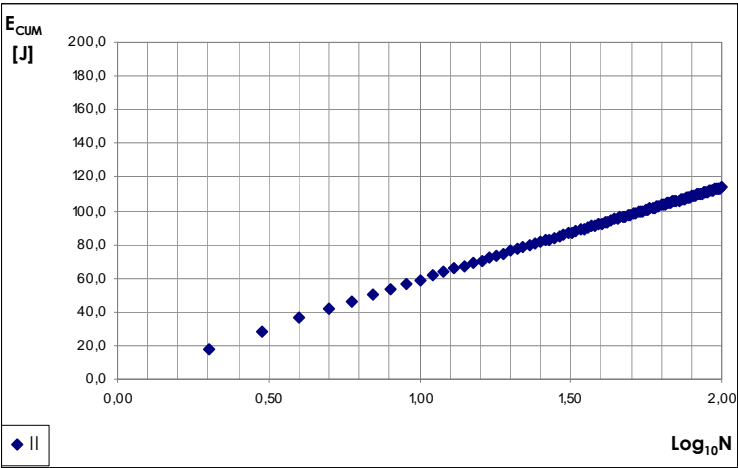
A	1.01
b	1.038

SEZIONE 3: CARATTERISTICHE ENERGETICHE

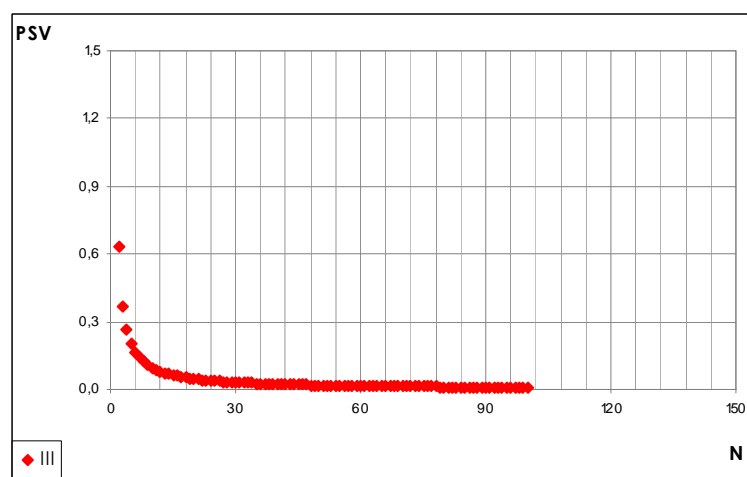
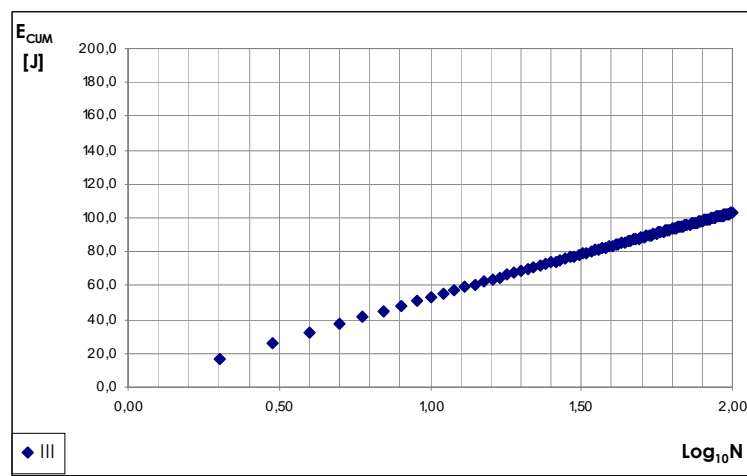
SEZIONE 3-4: Caratteristiche energetiche di “piccole variazioni granulometriche” in condizioni di equiviscosità



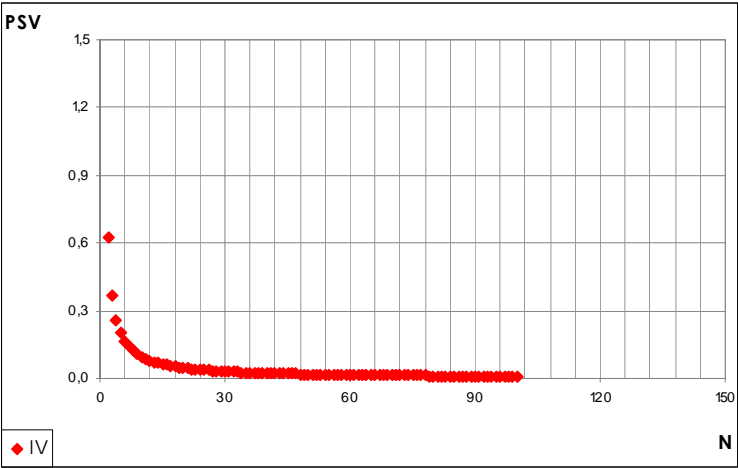
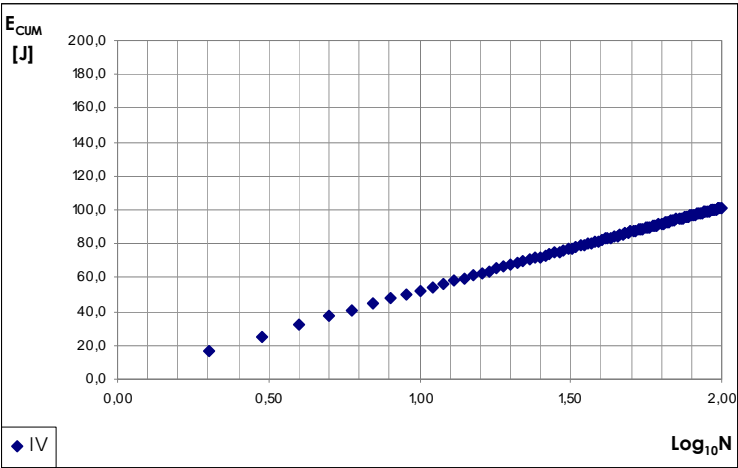
A	1.02
b	1.038



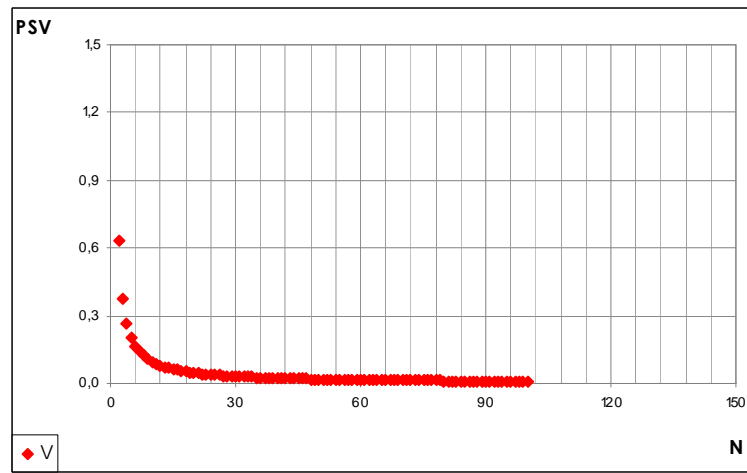
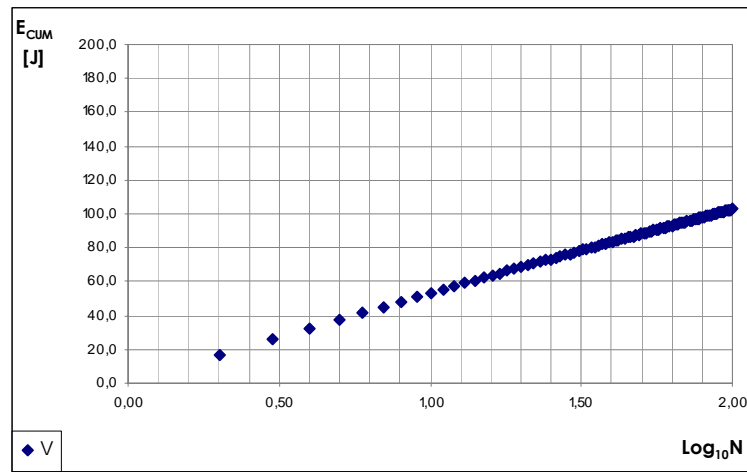
A	1.21
b	1.038



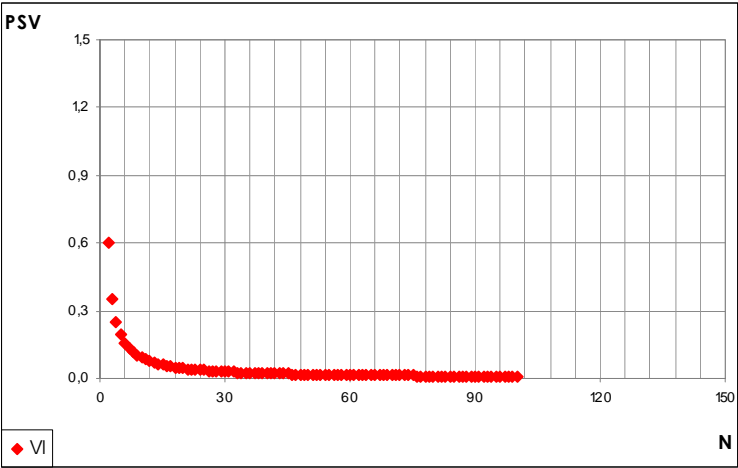
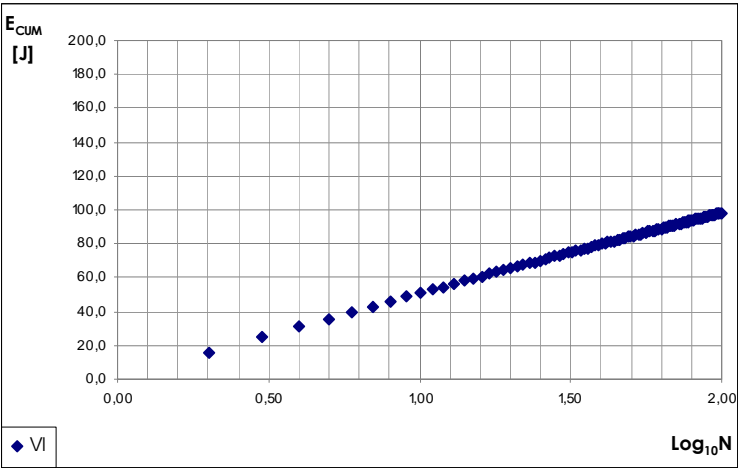
A	1.08
b	1.038



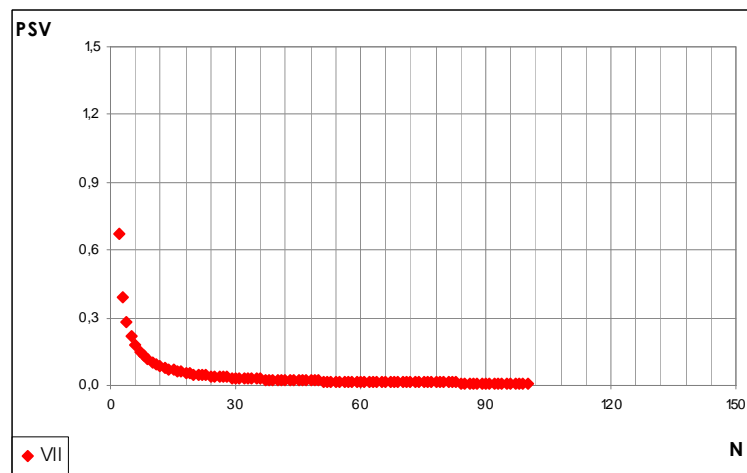
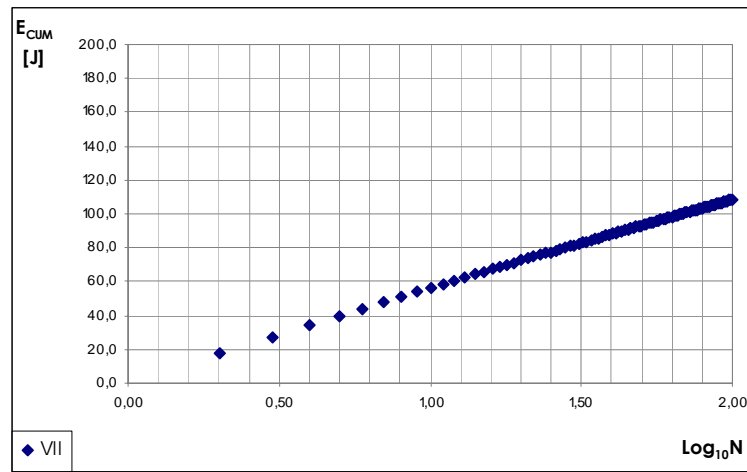
A	1.07
b	1.038



A	1.07
b	1.038



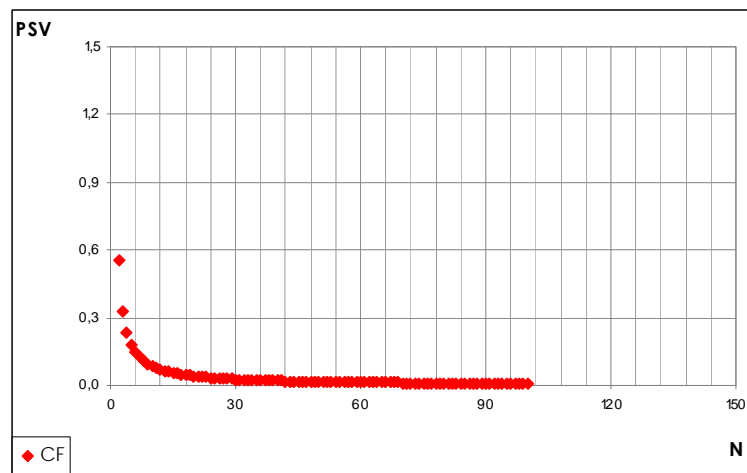
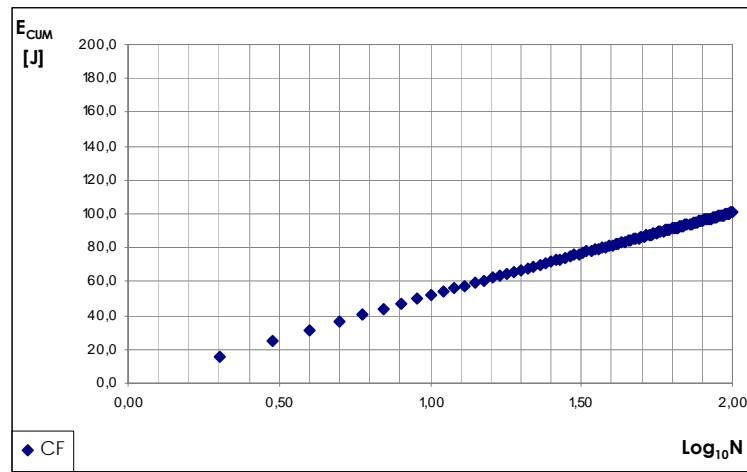
A	1.08
b	1.038



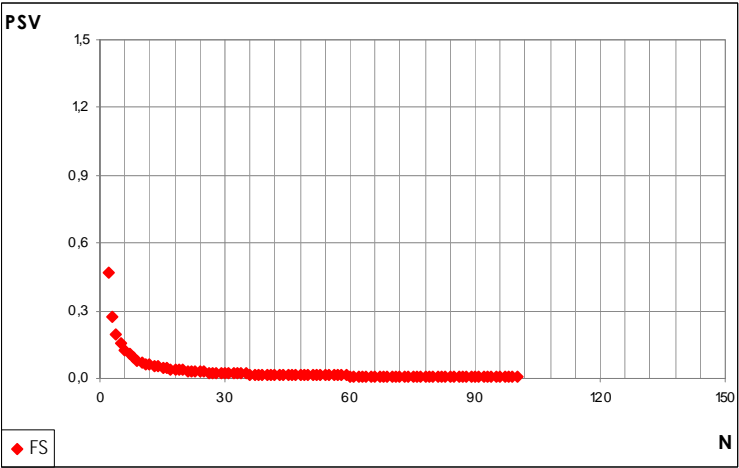
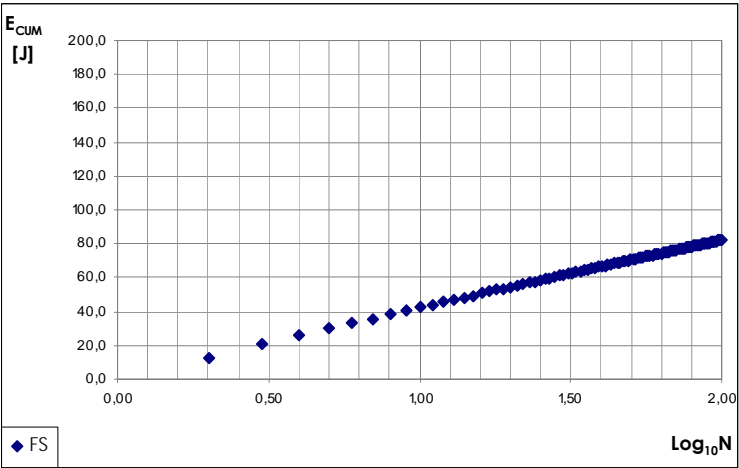
A	1.15
b	1.038

SEZIONE 3: CARATTERISTICHE ENERGETICHE

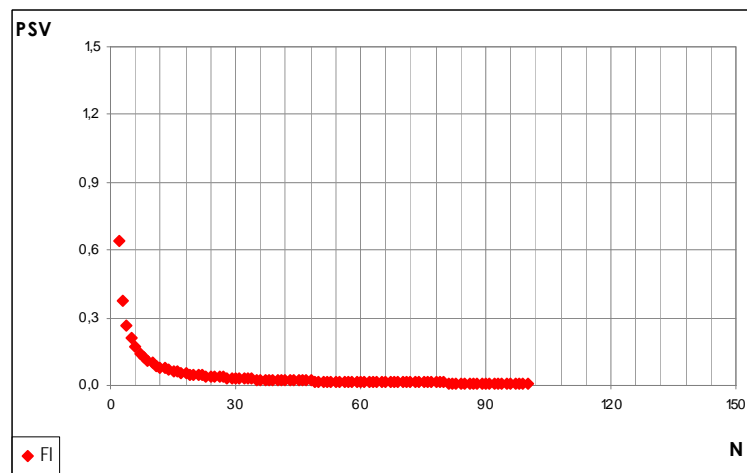
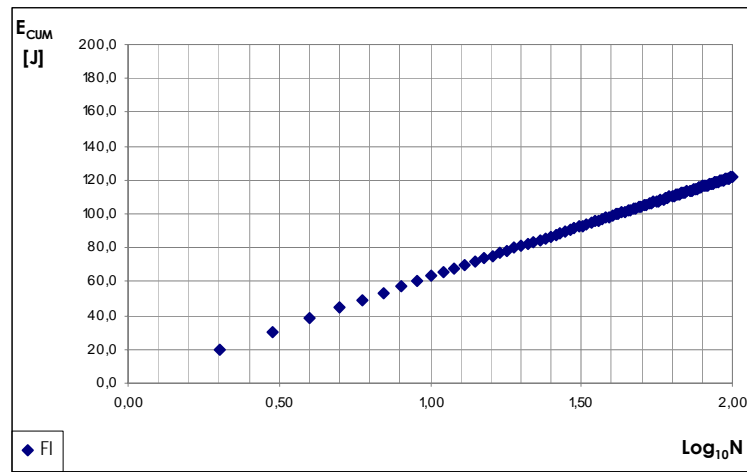
SEZIONE 3-5: Caratteristiche energetiche di “grandi discontinuità senza legante” a temperatura ambiente



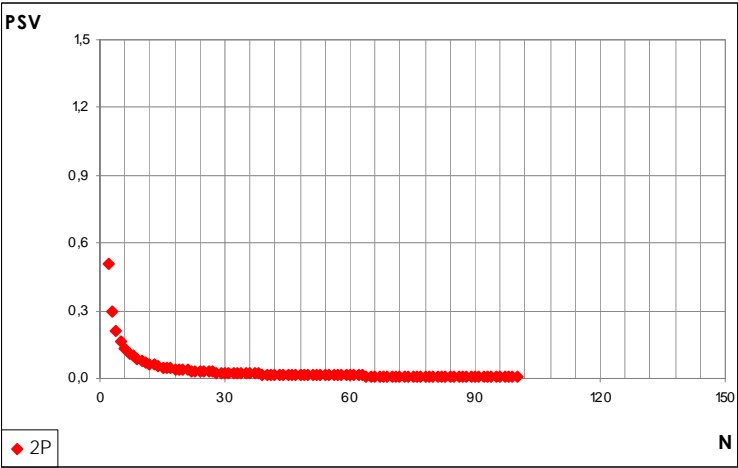
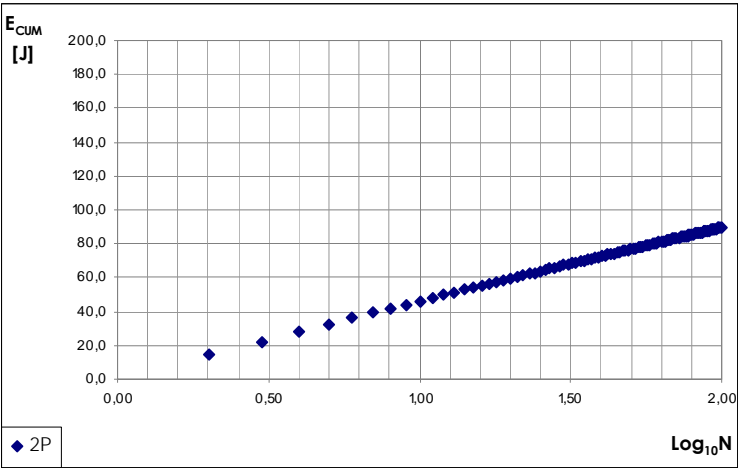
A	0.95
b	1.038



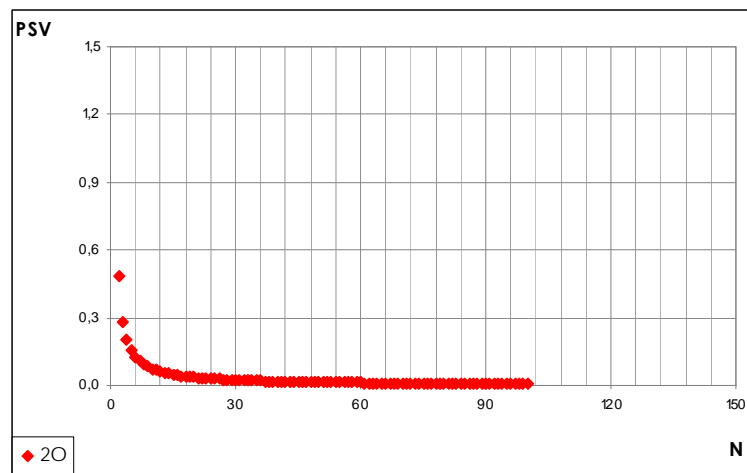
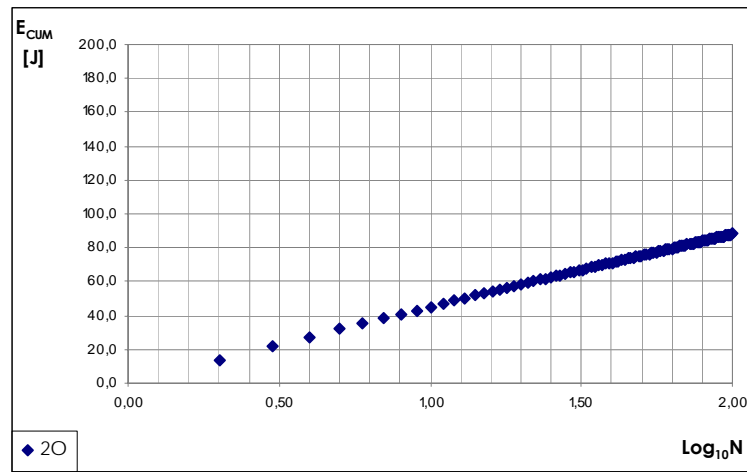
A	0.81
b	1.038



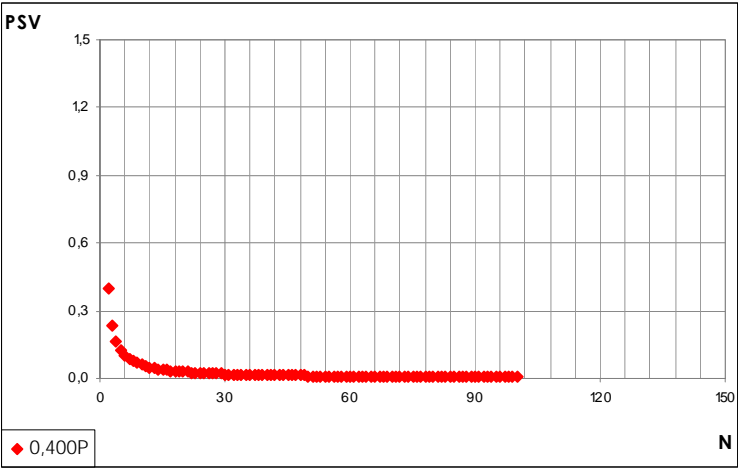
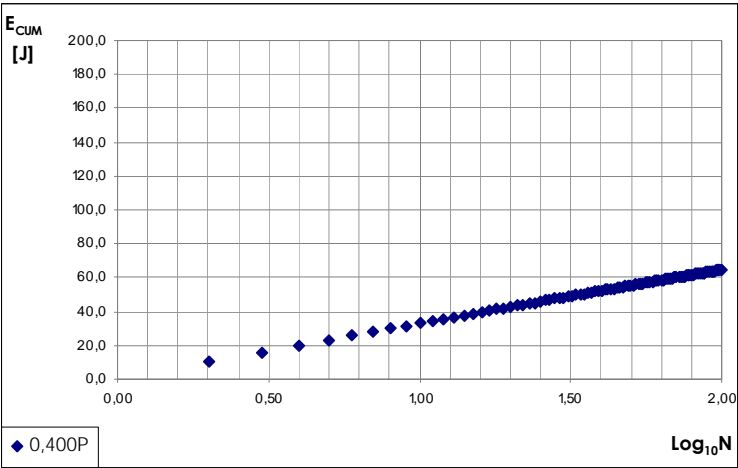
A	1.10
b	1.038



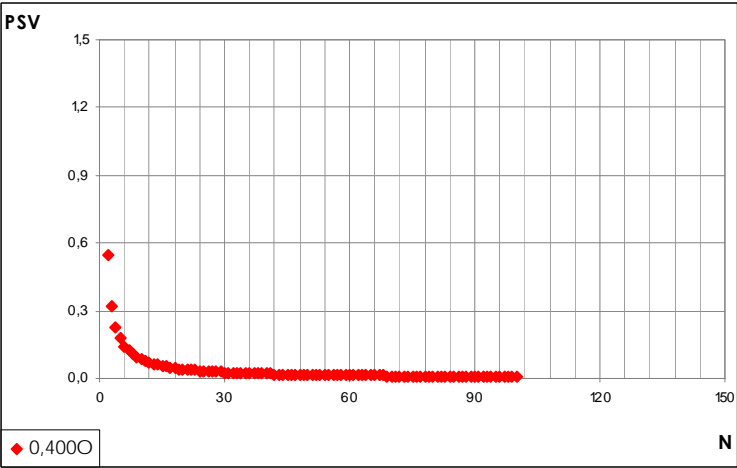
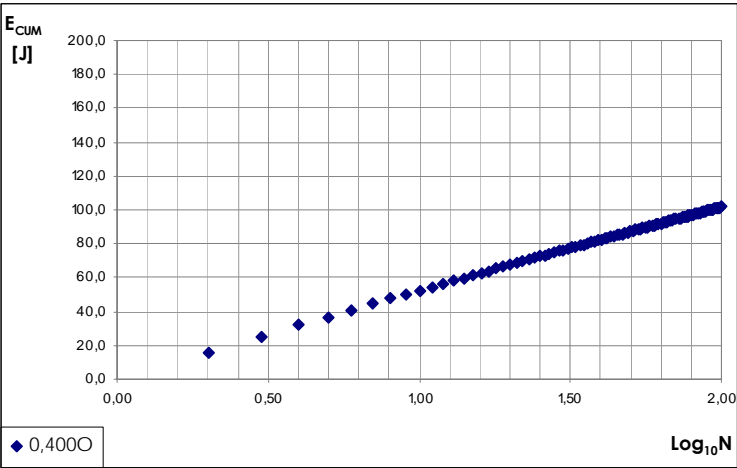
A	0.86
b	1.038



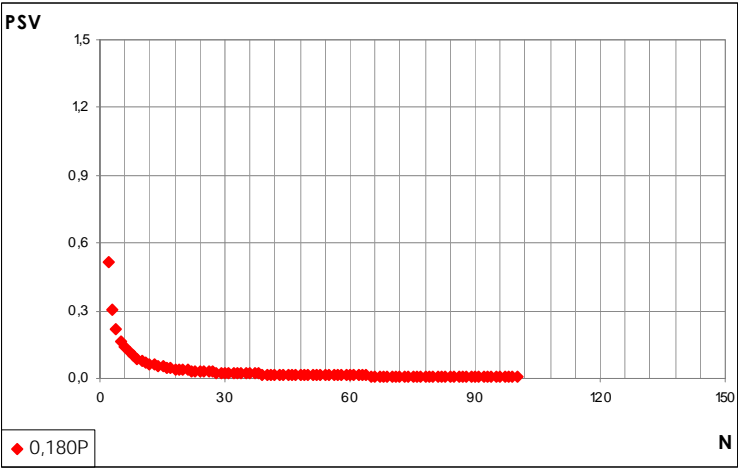
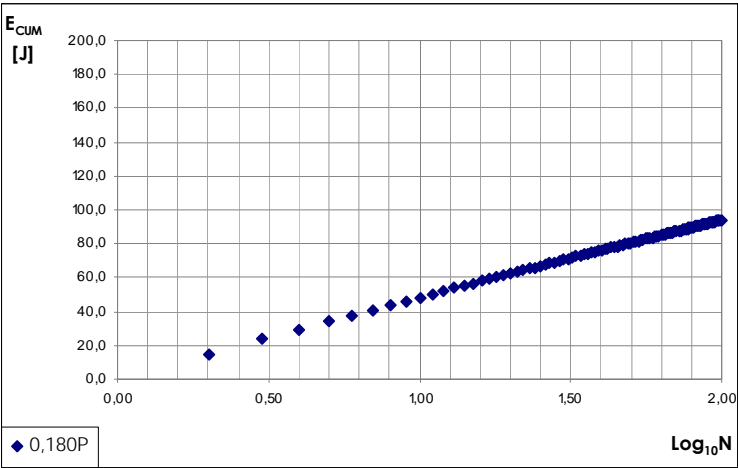
A	0.82
b	1.038



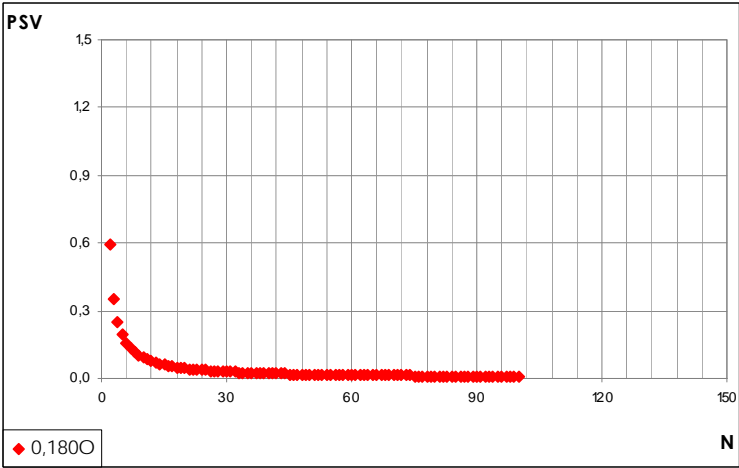
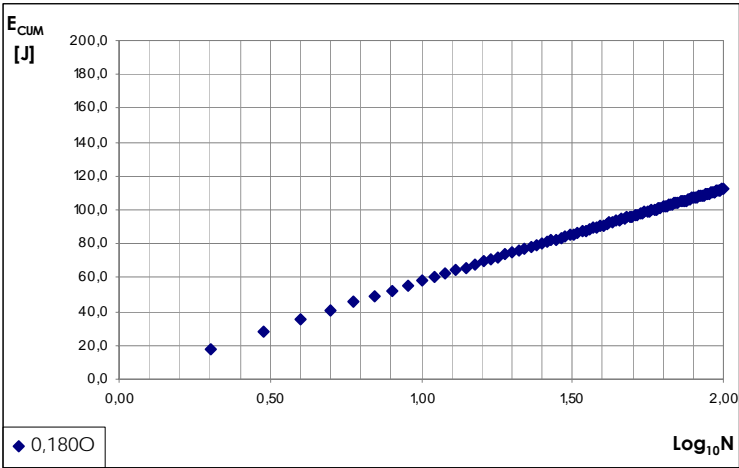
A	0.68
b	1.038



A	0.93
b	1.038



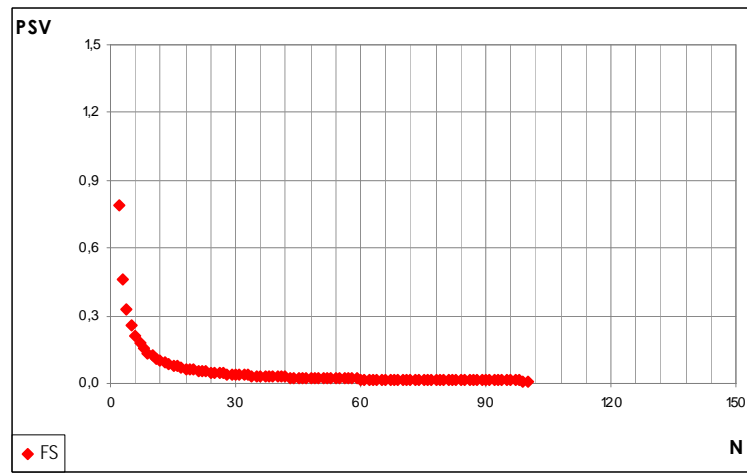
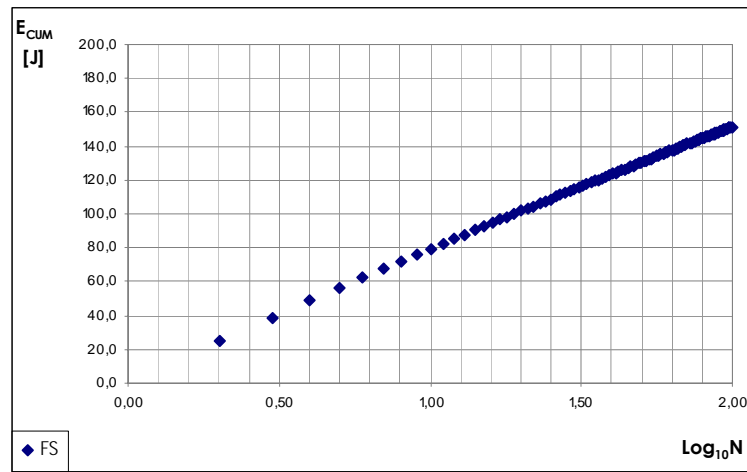
A	0.88
b	1.038



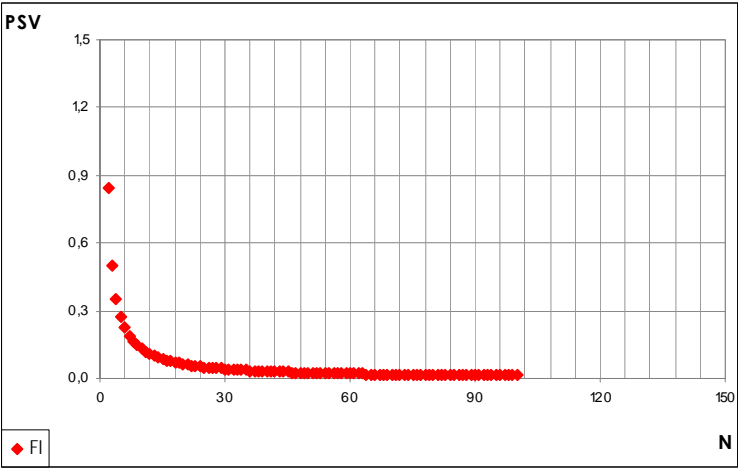
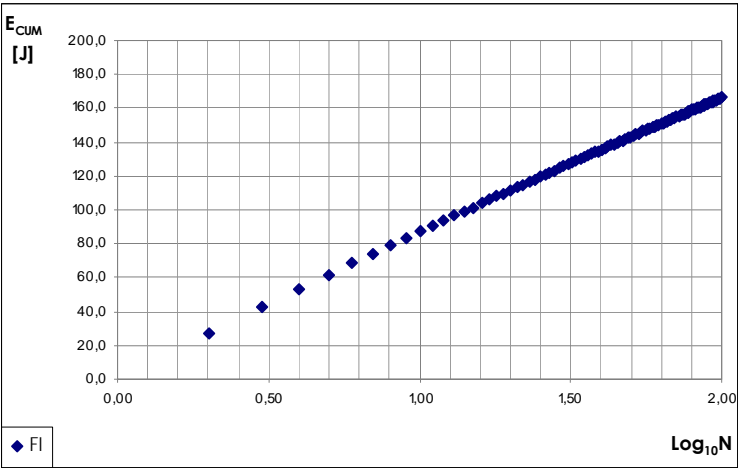
A	1.02
b	1.038

SEZIONE 3: CARATTERISTICHE ENERGETICHE

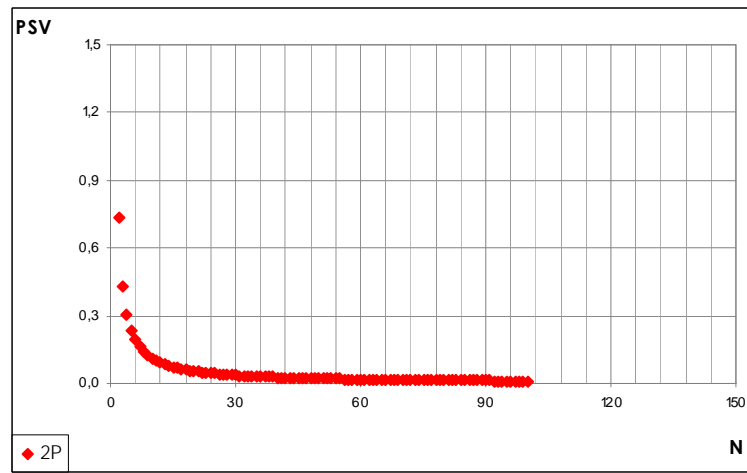
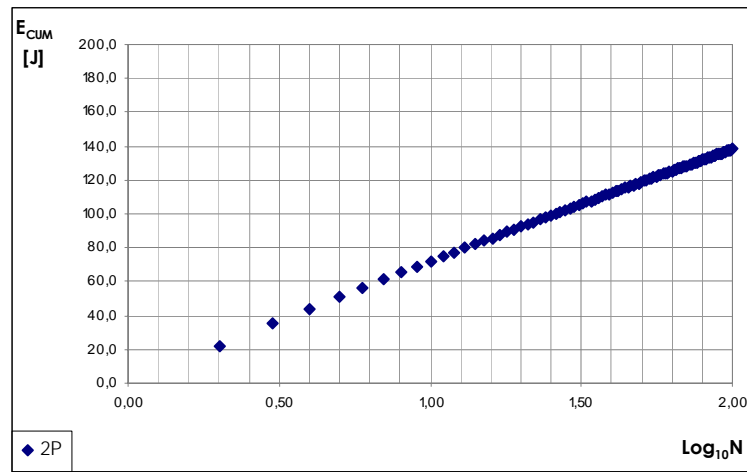
SEZIONE 3-6: Caratteristiche energetiche di “grandi discontinuità con legante” in condizioni di equiviscosità



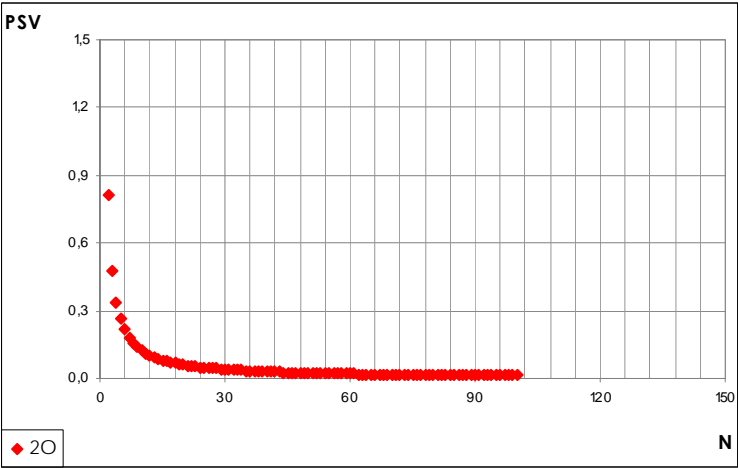
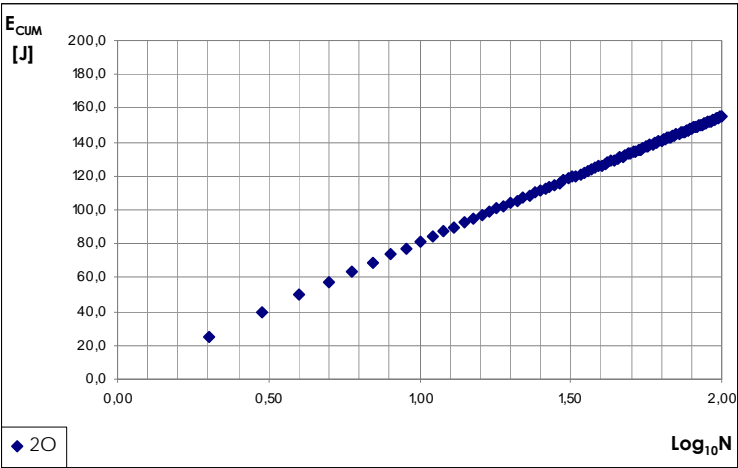
A	1.35
b	1.038



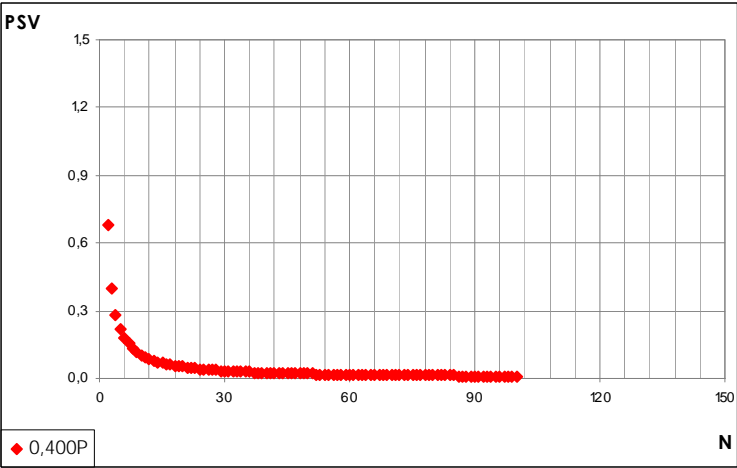
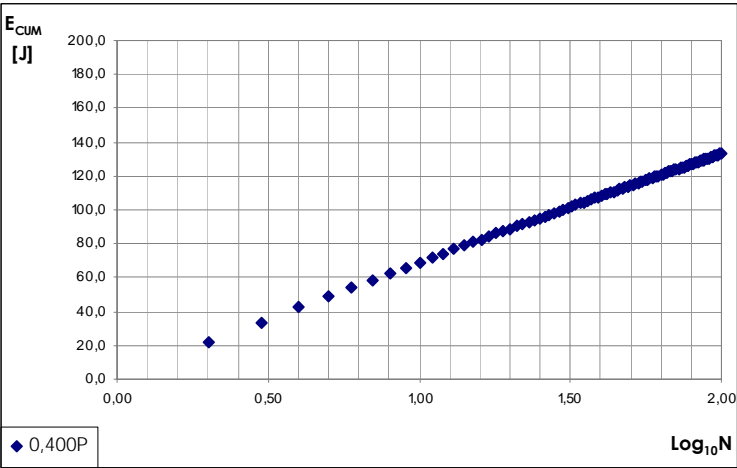
A	1.45
b	1.038



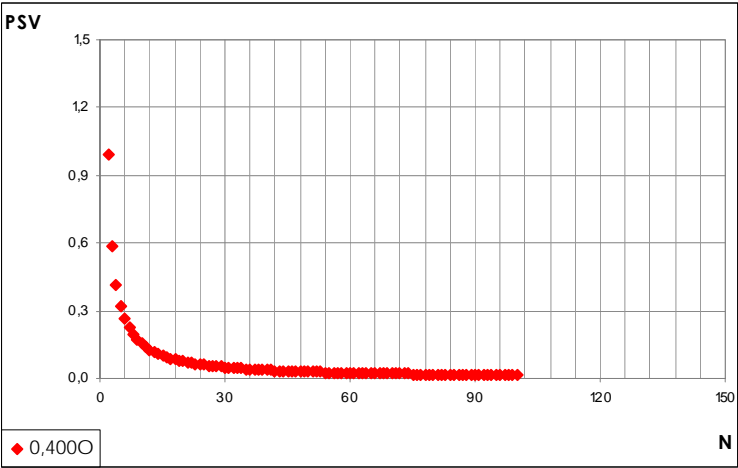
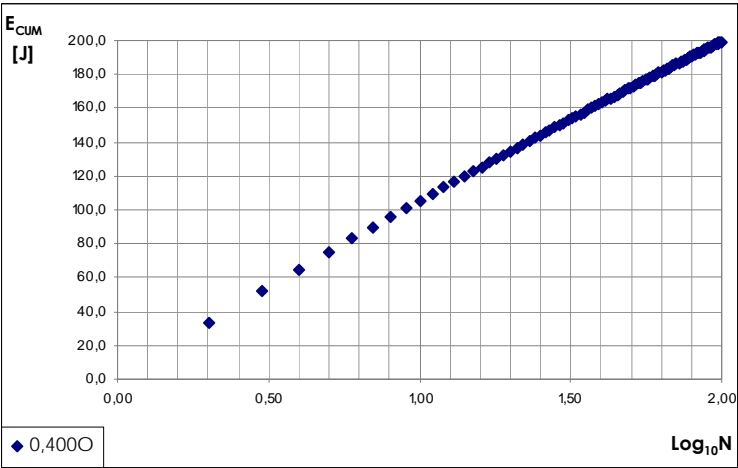
A	1.26
b	1.038



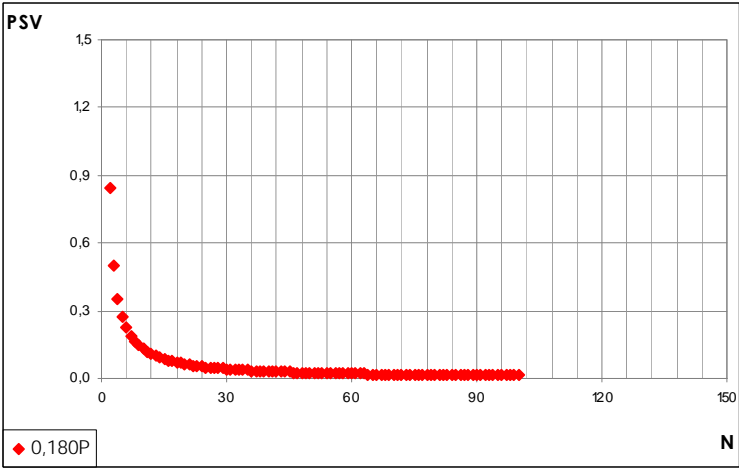
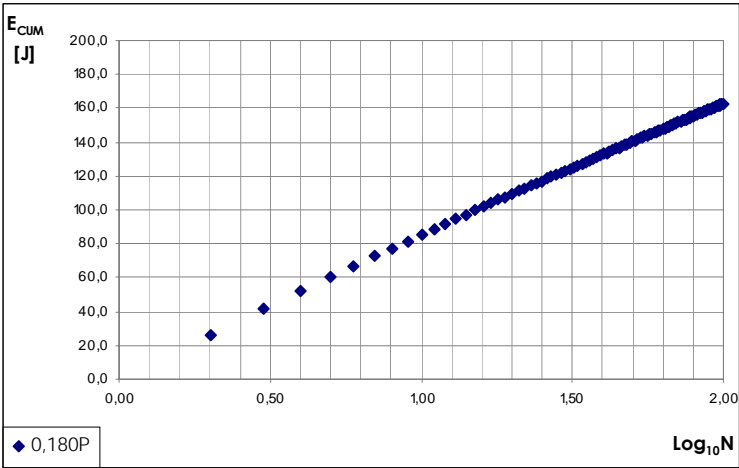
A	1.39
b	1.038



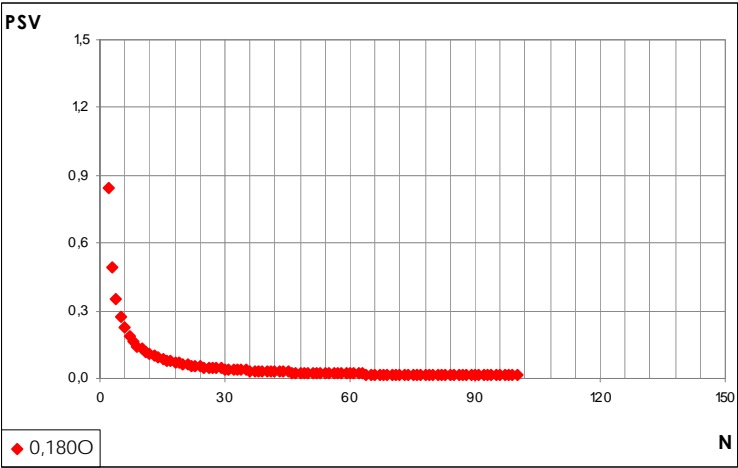
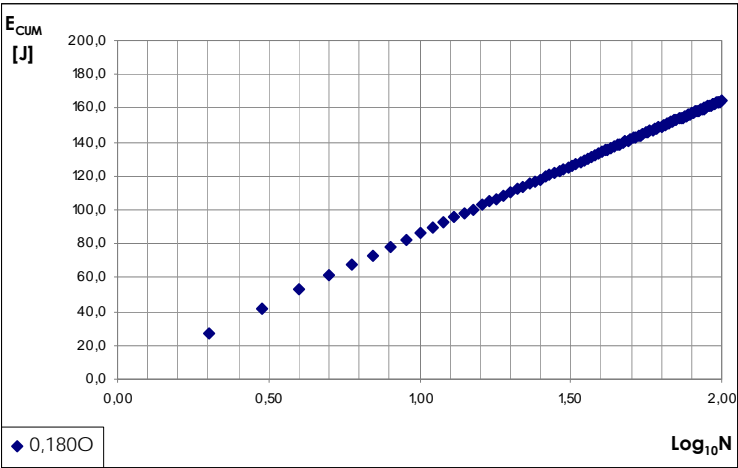
A	1.17
b	1.038



A	1.70
b	1.038



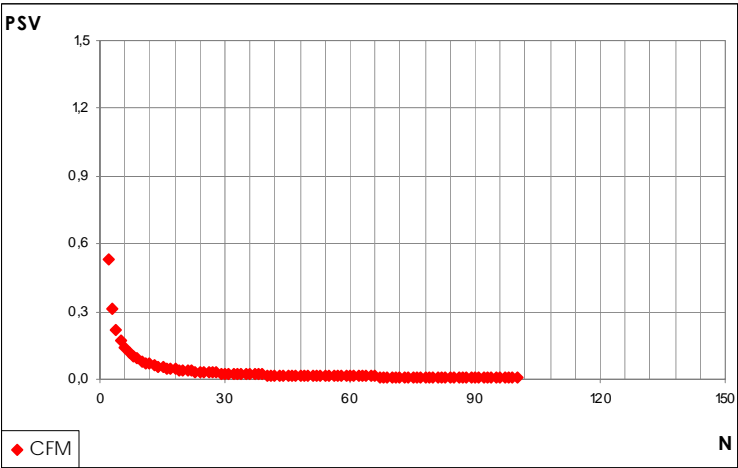
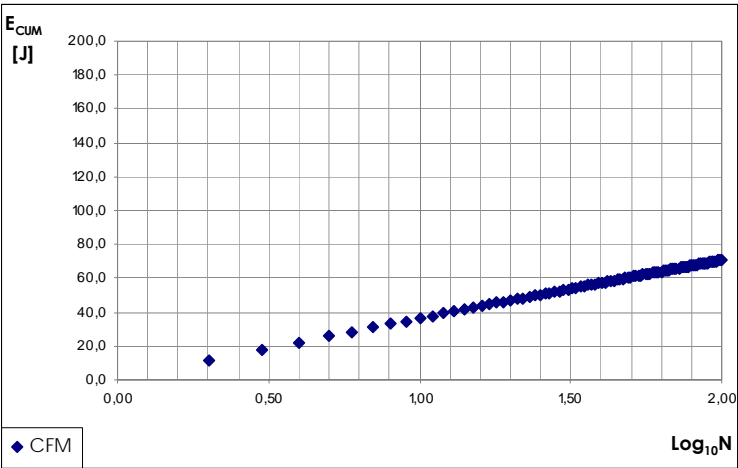
A	1.45
b	1.038



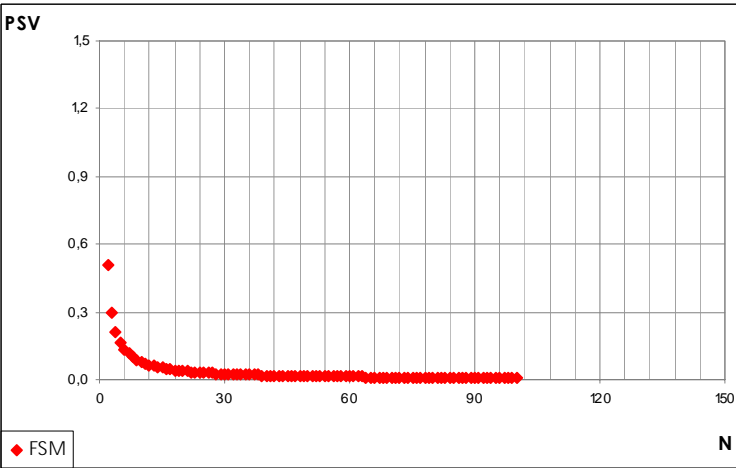
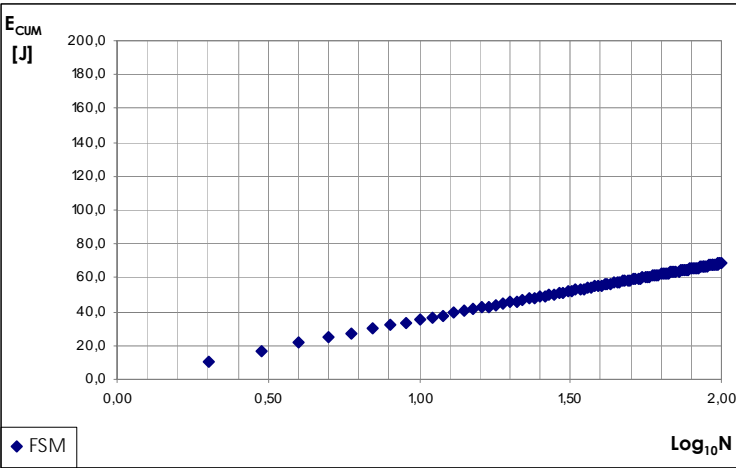
A	1.44
b	1.038

SEZIONE 3: CARATTERISTICHE ENERGETICHE

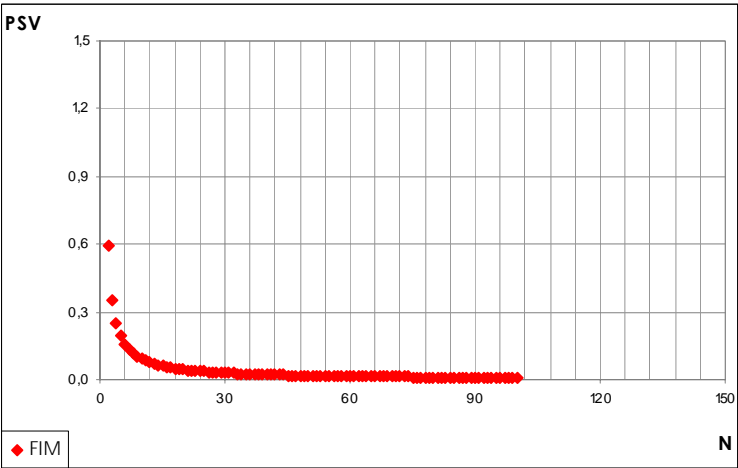
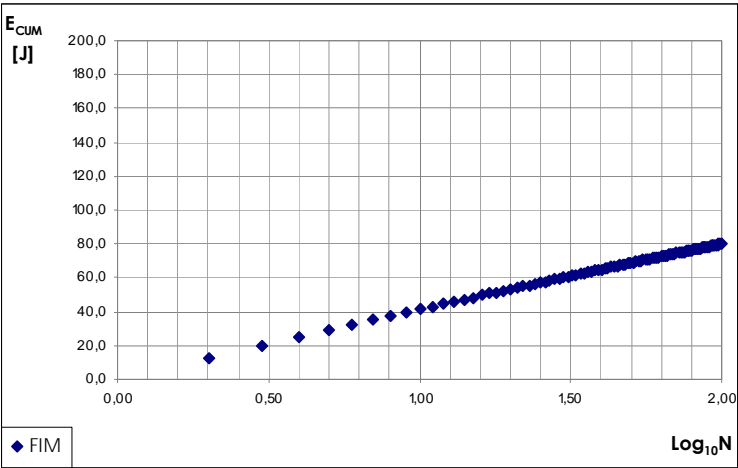
SEZIONE 3-7: Caratteristiche energetiche di “malte” in condizioni di equiviscosità



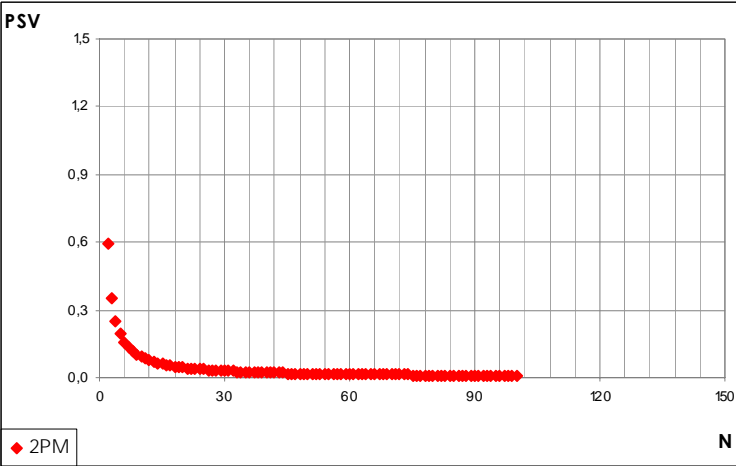
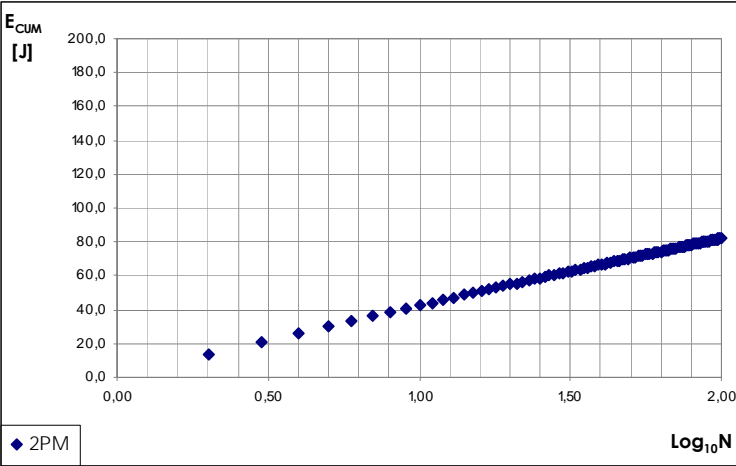
A	0.91
b	1.038



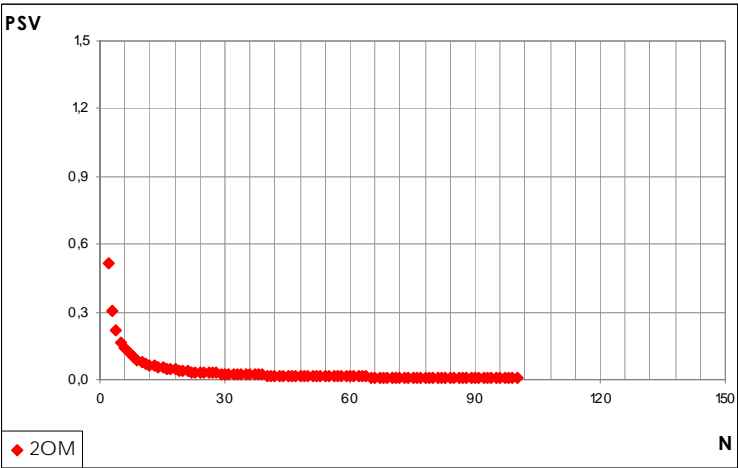
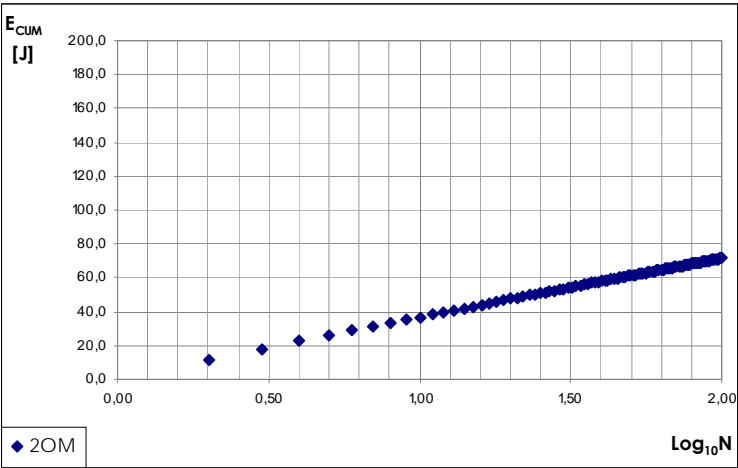
A	0.87
b	1.038



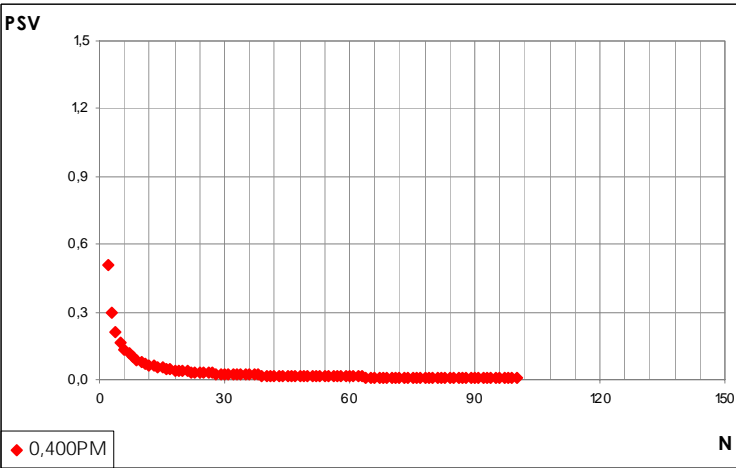
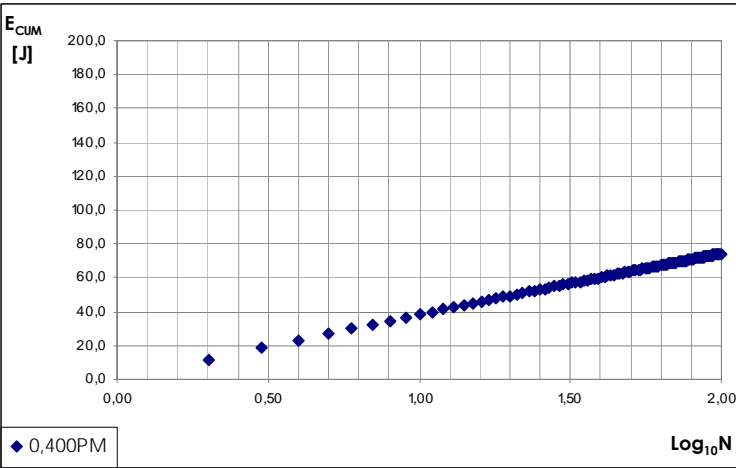
A	1.02
b	1.038



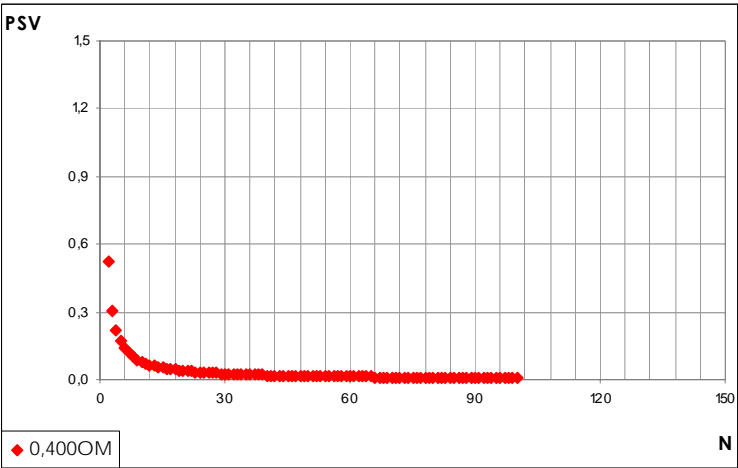
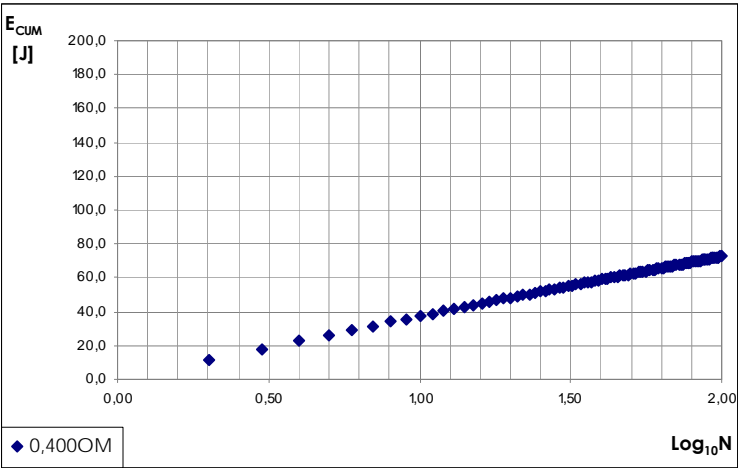
A	1.02
b	1.038



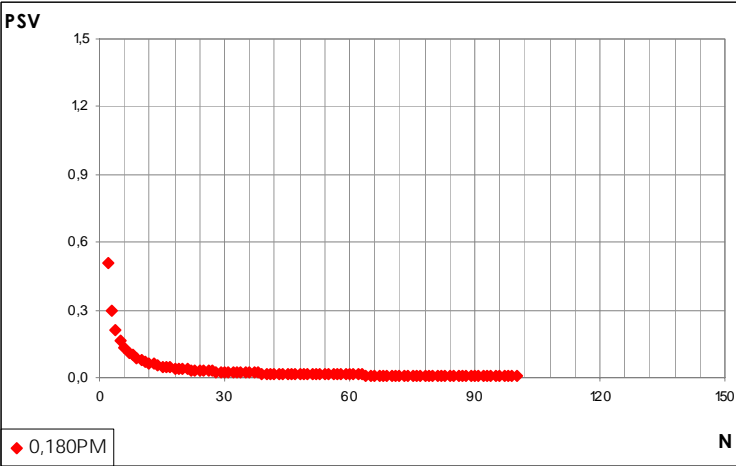
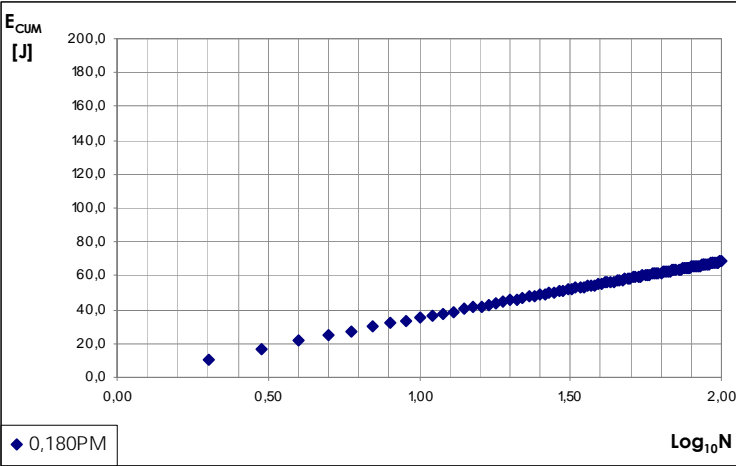
A	0.89
b	1.038



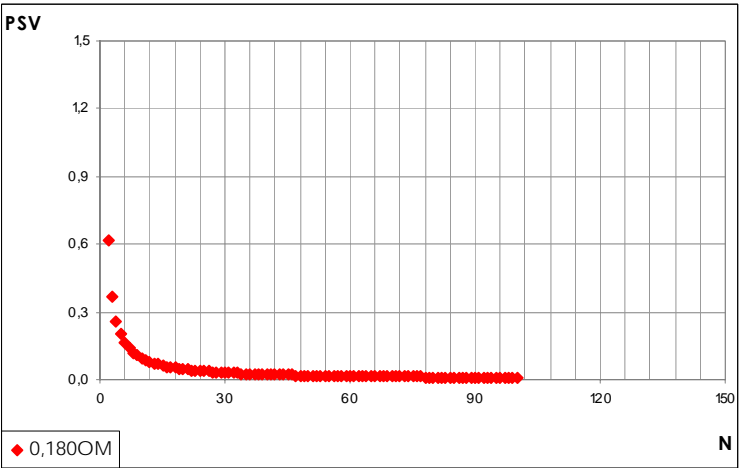
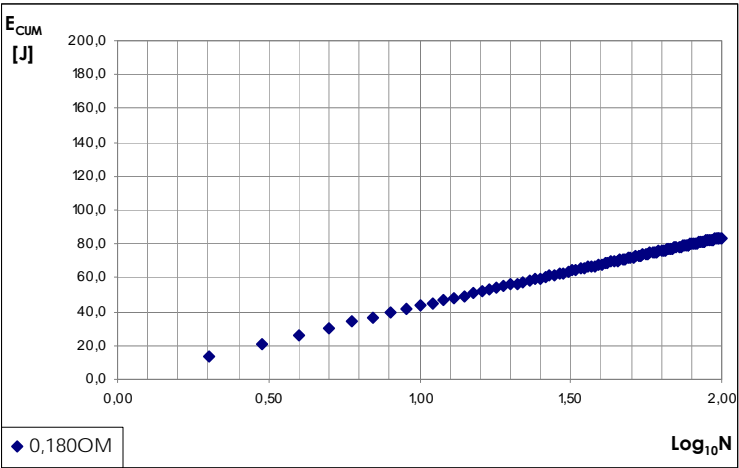
A	0.87
b	1.038



A	0.89
b	1.038



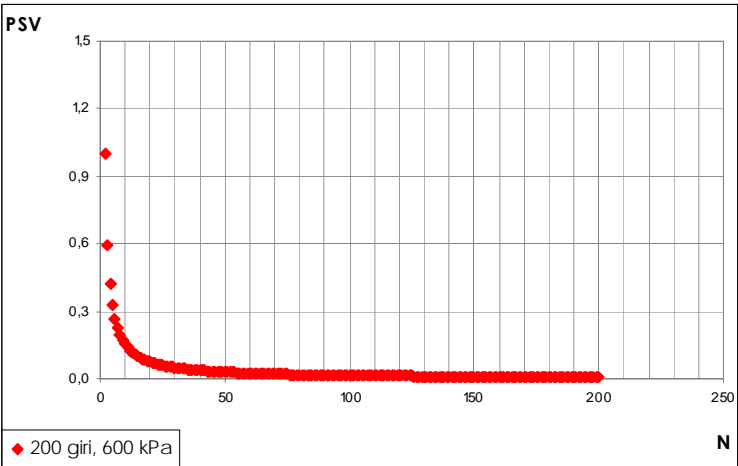
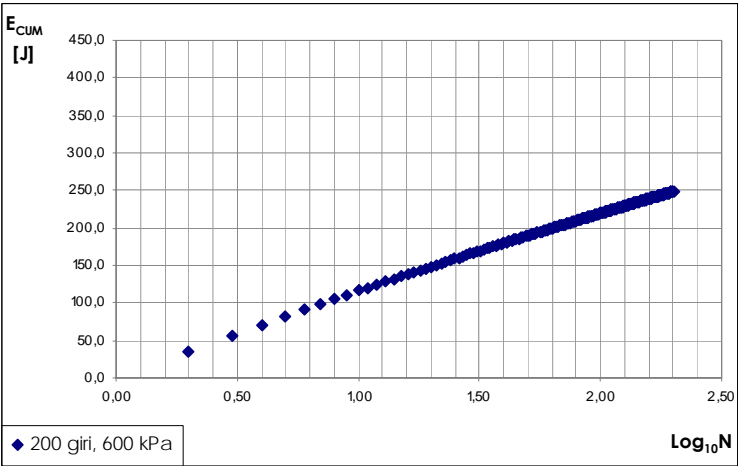
A	0.87
b	1.038



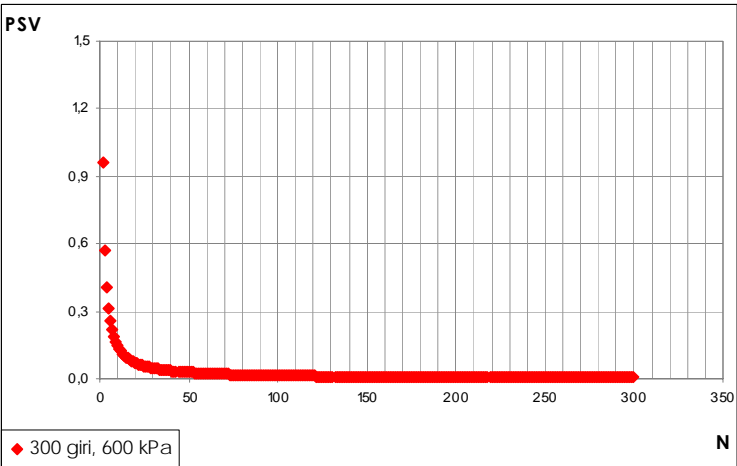
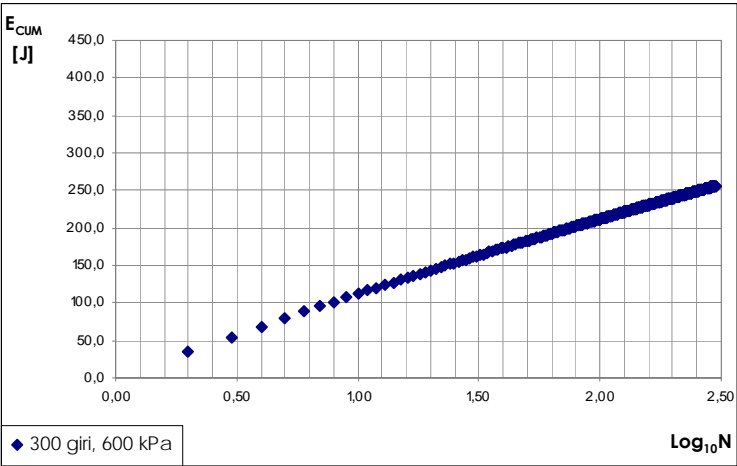
A	1.06
b	1.038

SEZIONE 3: CARATTERISTICHE ENERGETICHE

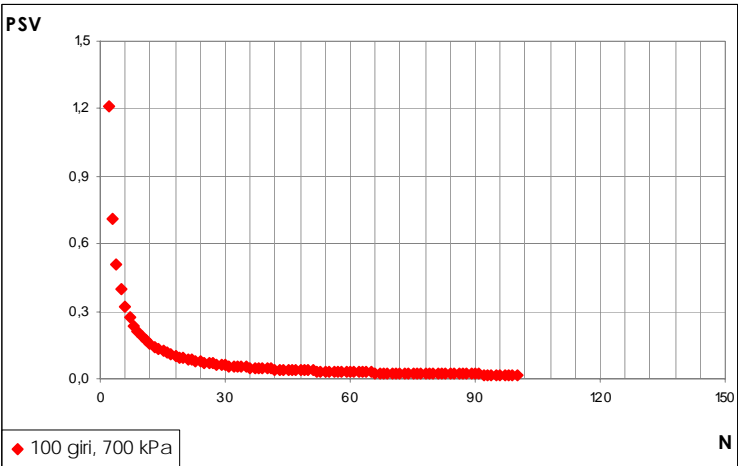
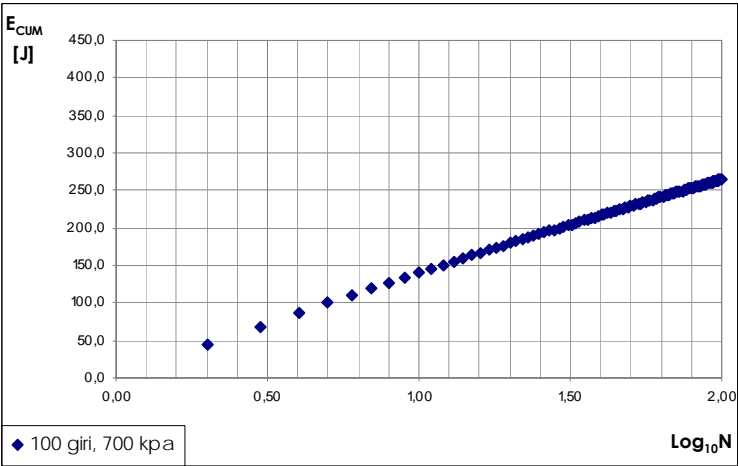
SEZIONE 3-8: Caratteristiche energetiche di conglomerati bituminosi a freddo per ripristino a temperatura ambiente



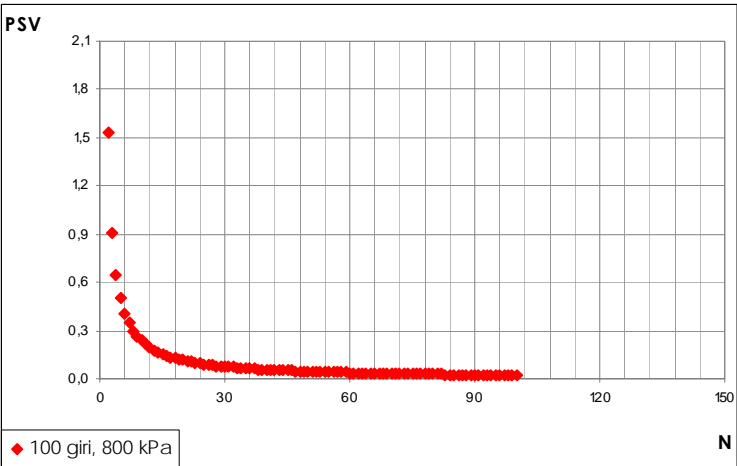
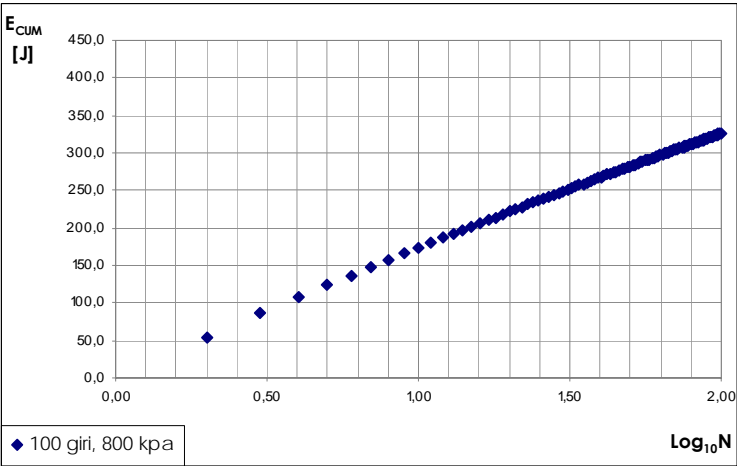
A	1.65
b	1.024



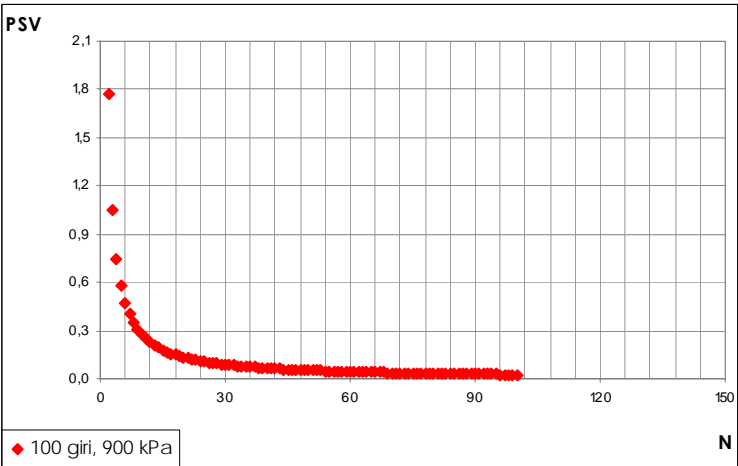
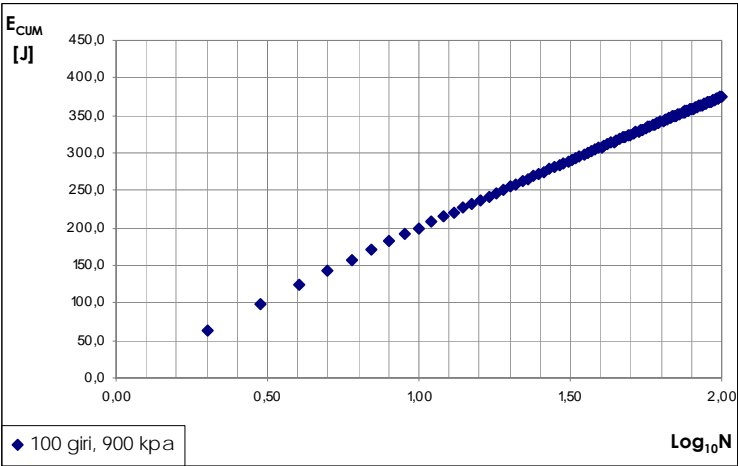
A	1.56
b	1.019



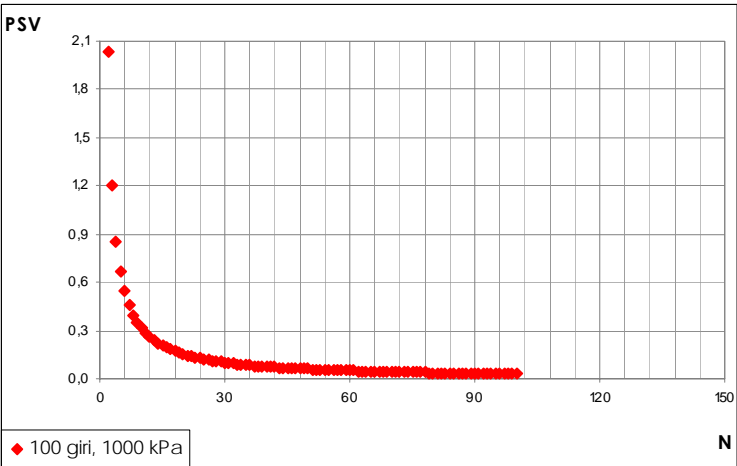
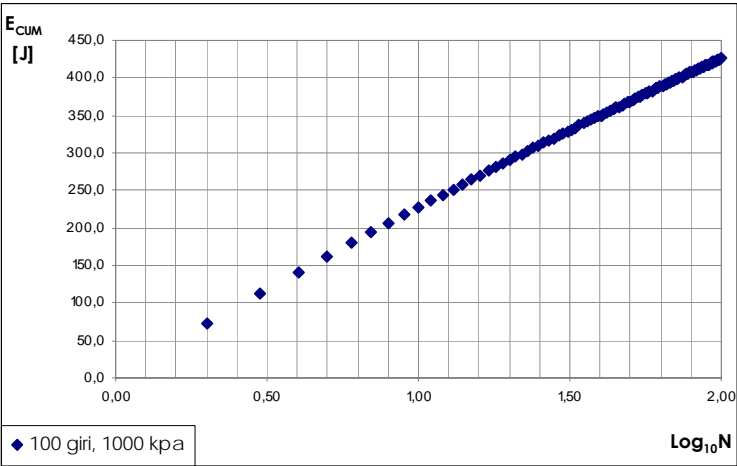
A	2.09
b	1.038



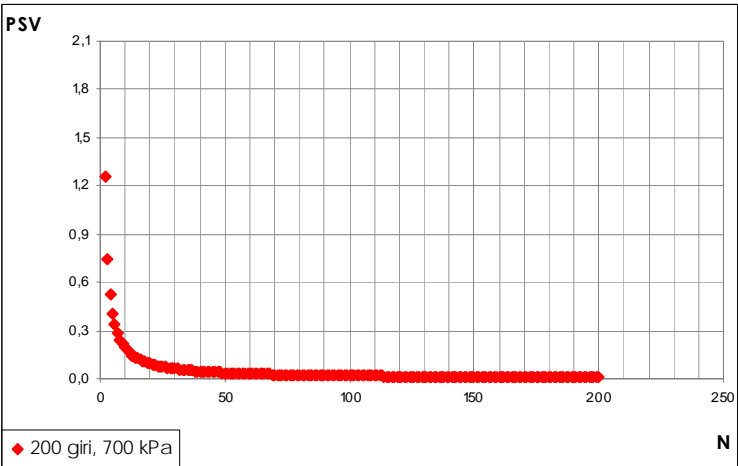
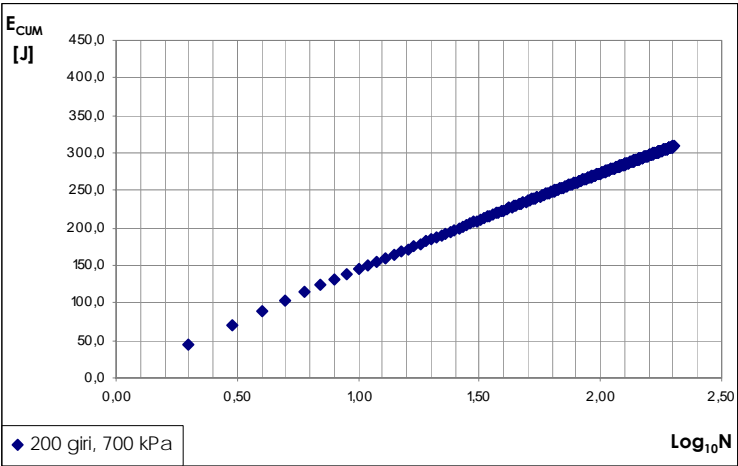
A	2.64
b	1.038



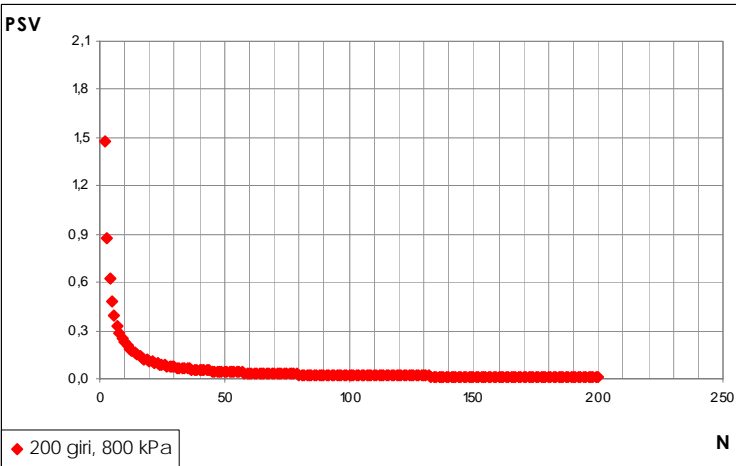
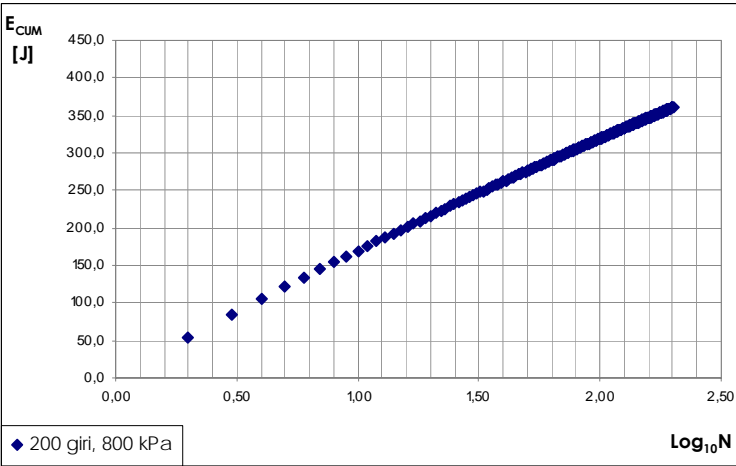
A	3.05
b	1.038



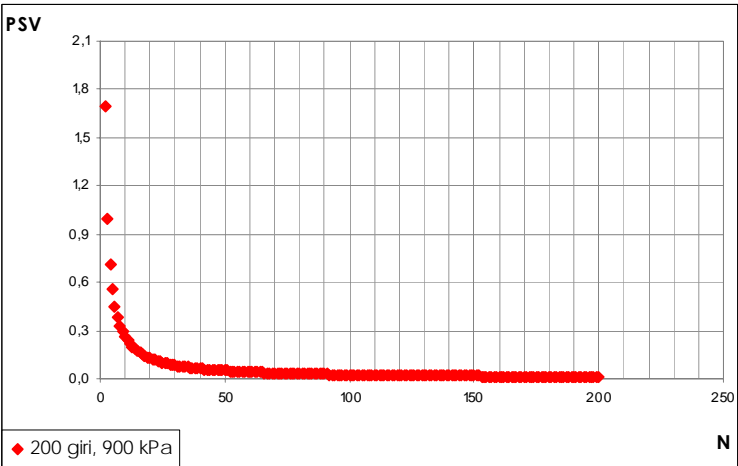
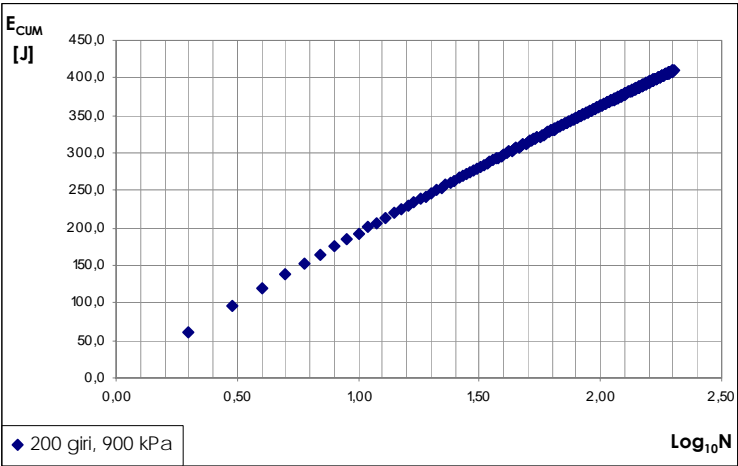
A	3.50
b	1.038



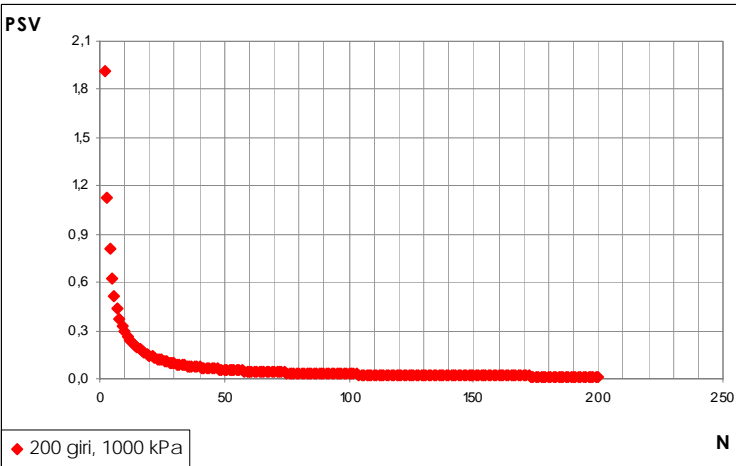
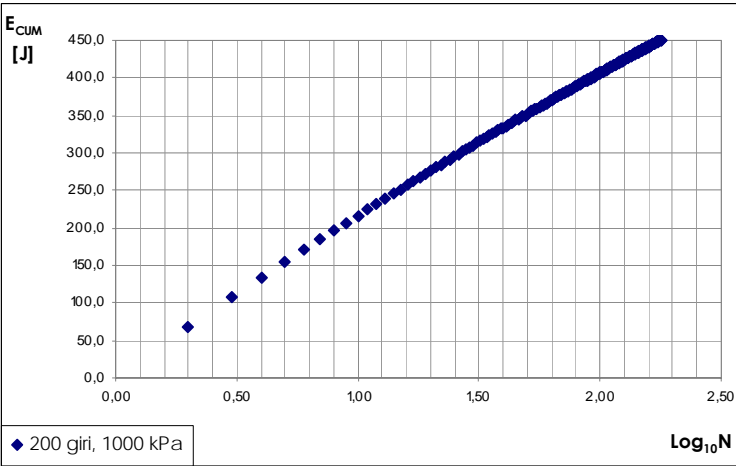
A	2.07
b	1.024



A	2.44
b	1.024



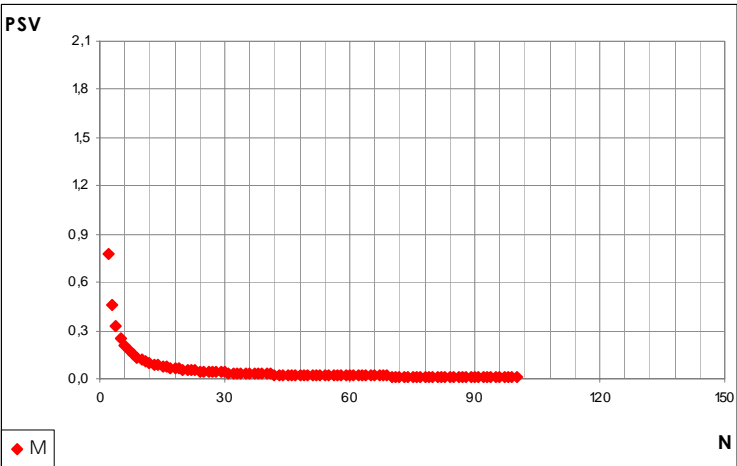
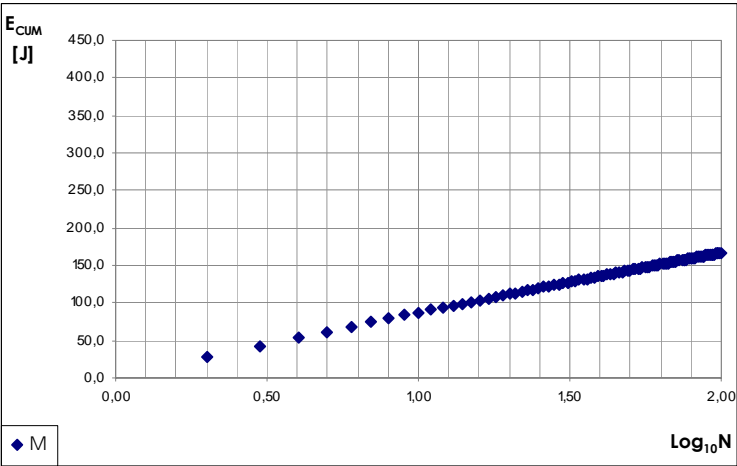
A	2.80
b	1.024



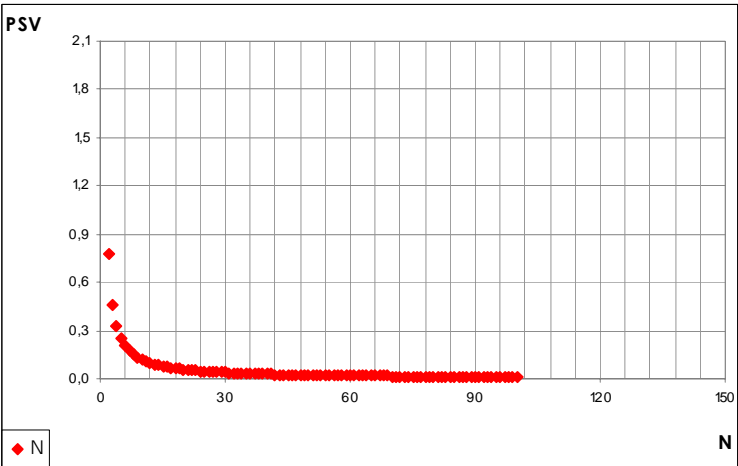
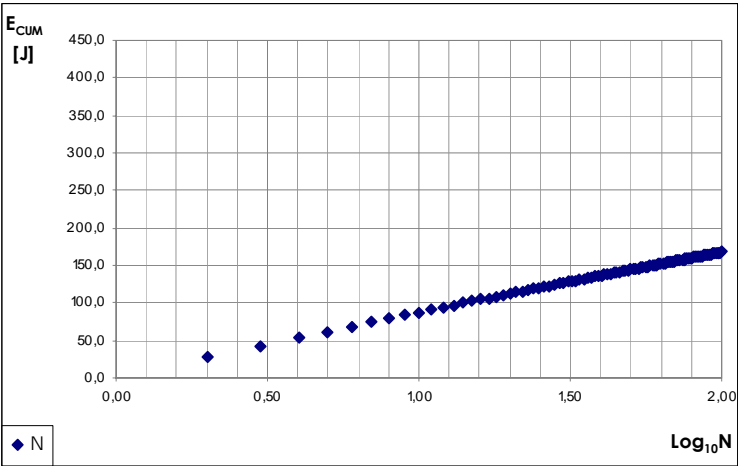
A	3.16
b	1.024

SEZIONE 3: CARATTERISTICHE ENERGETICHE

SEZIONE 3-9: Caratteristiche energetiche di conglomerati bituminosi riciclati a freddo a temperatura ambiente



A	1.33
b	1.038



A	1.33
b	1.038